

ANDRÉS MIGUEL GONZÁLEZ ACEVEDO

**SIMULAÇÃO GEOLOGICO-GEOTÉCNICA PARA AVALIAÇÃO DE
ESTABILIDADE DE TALUDES A PARTIR DE TÉCNICAS DE
GEOPROCESSAMENTO**

CURITIBA

2017

ANDRÉS MIGUEL GONZÁLEZ ACEVEDO

**SIMULAÇÃO GEOLOGICO-GEOTÉCNICA PARA AVALIAÇÃO DE
ESTABILIDADE DE TALUDES A PARTIR DE TÉCNICAS DE
GEOPROCESSAMENTO**

Tese apresentada como requisito parcial à obtenção do título de Doutor em Geologia Ambiental no curso de Pós-Graduação em Geologia, Setor de Ciências da Terra, Universidade Federal do Paraná.

Orientador: Prof. Dr. Alberto Pio Fiori

Co-orientador: Prof. Dr. Claudinei Taborda da Silveira

CURITIBA

2017

G643s

González Acevedo, Andrés Miguel

Simulação geológico-geotécnica para avaliação de estabilidade de taludes a partir de técnicas de geoprocessamento / Andrés Miguel González Acevedo. – Curitiba, 2017.

243 f. : il. color. ; 30 cm.

Tese - Universidade Federal do Paraná, Setor de Ciências da Terra, Programa de Pós-Graduação em Geologia, 2017.

Orientador: Alberto Pio Fiori.

Coorientador: Claudinei Taborda da Silveira.

1. Serra do Mar. 2. Equilíbrio limite (Serra do Mar). 3. Geoprocessamento. I. Universidade Federal do Paraná. II. Fiori, Alberto Pio. III. Silveira, Claudinei Taborda da. IV. Título.

CDD: 551.43



Ministério da Educação
UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
Setor Ciências da Terra
Programa de Pós-Graduação em Geologia




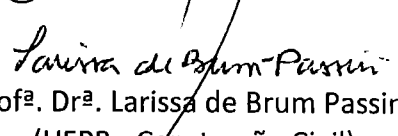
TERMO DE APROVAÇÃO

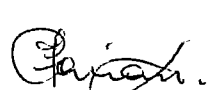
ANDRÉS MIGUEL GONZALEZ ACEVEDO

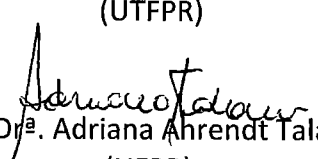
“Modelagem geológico-geotécnica para avaliação da estabilidade de taludes em vertentes naturais a partir de técnicas de geoprocessamento.”

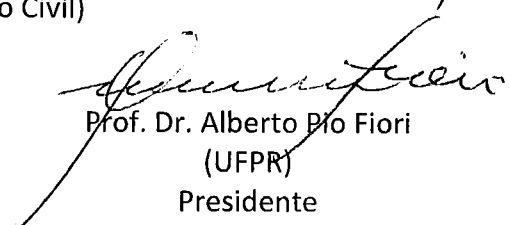
Tese de doutorado aprovada como requisito parcial para obtenção do grau de Doutor no Programa de Pós-Graduação em Geologia, área de concentração em Geologia Ambiental, da Universidade Federal do Paraná, Comissão formada por:


Prof. Dr. Lazaro Valentim Zuquete
(USP)


Profª. Drª. Larissa de Brum Passini
(UFPR - Construção Civil)


Profª. Drª. Clarice Farian Lemos
(UTFPR)


Profª. Drª. Adriana Ahrendt Talamini
(UFPR)


Prof. Dr. Alberto Pio Fiori
(UFPR)
Presidente

Curitiba, 29 de setembro de 2017.

Dedicado aos meus pais.

Dilia Mercedes e Miguel Angel

AGRADECIMENTOS

Ao corpo docente do Programa de Pós-Graduação em Geologia da Universidade Federal do Paraná, pela contribuição a minha formação acadêmica.

Ao meu orientador, Professor Dr. Alberto Pio Fiori, pela confiança creditada em mim, pelo apoio e direcionamento fundamental para a realização deste trabalho de pesquisa.

A CAPES pelo apoio financeiro através da bolsa de estudos, e ao CNPq, pela oportunidade de desenvolver conhecimentos em novas tecnologias.

Aos meus pais, Dilia Mercedes e Miguel Angel; minhas irmãs, Yorane e Grace, obrigado pelo incentivo, compreensão, carinho e apoio dado durante todo este tempo longe de casa.

A Yulimar Millán, minha namorada e companheira de muitos anos, pela compreensão, paciência, apoio, carinho e consideração durante a realização deste trabalho.

Aos meus tios Hector e Silvana, os quais desde meu mestrado me receberam na sua casa para poder realizar estes projetos de vida, sempre incentivando e motivando para alcançar as metas propostas.

Aos meus primos Andreize, Christian, Ligie e Daiane, pelo apoio e parceria durante estes anos.

A minha tia Rosa Elizabeth, pelo apoio e incentivo para seguir na área acadêmica, sendo exemplo a seguir para conquista de muitos logros acadêmicos e da paixão pela pesquisa.

Aos meus colegas de projetos de pesquisa e de estudo, pelo tempo dedicado em escutar, conversar, discutir e opinar sobre os temas abordados neste trabalho.

A todos, muito obrigado.

RESUMO

A análise de estabilidade de taludes é um estudo que permite identificar as condições de estabilidade em áreas de relevo irregular, principalmente as encostas susceptíveis a movimentos de massa gravitacionais. Estes estudos são realizados para garantir a segurança e operacionalidade de obras como as rodovias que cruzam relevos acidentados. O conhecimento das características geológicas locais e parâmetros geotécnicos dos solos ou rochas são importantes por constituírem variáveis a serem consideradas na análise de estabilidade. Por este motivo, considera-se necessário realizar, inicialmente, a caracterização e avaliação geológico-geotécnica dos locais de interesse, com a finalidade de obter valores ajustados à realidade para serem utilizados nos modelos. O objetivo deste estudo consistiu na avaliação, por médio de diferentes cenários, do potencial dos métodos de equilíbrio limite e seu alcance, assim como vantagens e limitações de seu uso para estudos de grandes regiões e ainda, com possibilidade de aplicações atreladas a sistemas de informações geográficas (SIG). O método de equilíbrio limite de vertentes infinitas com superfície de ruptura sob o sistema solo-raiz mostrou-se o mais adequado para ser aplicado nas encostas naturais encontradas na Serra do Mar Paranaense. As vertentes foram tratadas como sendo infinitas, com uma massa homogênea de solo definida por suas características granulométricas previamente determinadas em ensaios de caracterização realizados em amostras de solo e com superfície de ruptura paralela à superfície da encosta. Os parâmetros e variáveis envolvidas na análise consistiram no equilíbrio das forças mobilizantes e das forças resistentes que atuam na massa de solo. Cabe salientar que, entre as variáveis que devem ser tomadas em consideração para a elaboração do modelo se encontra a resolução da base de dados a utilizar para a geração dos modelos digitais do terreno (MDT) e demais atributos topográficos e morfológicos que são gerados. Como conclusão se teve que o método de equilíbrio limite para vertentes infinitas mostrou-se bastante adequado para a análise da estabilidade de taludes naturais, tratando-se de um método determinístico com grande poder de previsão e, além disso, com possibilidades de ser aplicado a estudos de caráter regional. Também pode-se definir que cenários com baixos valores de interceptos coesivos influenciaram de maneira negativa nos resultados do índice de fator de segurança, aumentando a suscetibilidade a movimentos de massa. Foi observado também que, estes mapas são variáveis e não estáticos, pelo que variáveis como as precipitações sazonais podem reduzir os valores de sucção dos materiais, gerando aumento nas poropressões e diminuição do intercepto coesivo e até do ângulo de atrito interno dos solos.

Palavras-chave: Serra do Mar. Equilíbrio limite. Áreas de contribuição. Fator de segurança

ABSTRACT

Slope stability analysis is a study that allows identifying the stability conditions in areas of irregular topography, mainly the landslide's susceptible slopes. These researches are realized to guarantee the safety and operability of constructions as highways that cross hilly reliefs. The knowledge of the local geological features and the geotechnical parameters of soil or rocks, are important because they constitute variables to be considered in the slope stability analysis. For this reason, it is considered necessary to do, initially, the geological and geotechnical characterization and evaluation of the place of interest, in order to obtain values adjusted to reality to be used in the models. The main objective of this research was to evaluate, by doing different scenarios, the potential of the limit equilibrium methods and their scope, as well as advantages and limitations of their use for large regions researches, and with the possibility of applications linked to Geographic Information Systems (GIS). The limit equilibrium method of infinitive slope with rupture surface under the root-soil system proved to be the most adequate to be applied to the natural slopes founded in the Serra do Mar Paranaense. The slopes were treated as being infinite, with a homogeneous soil mass defined by their granulometric characteristics previously determined in characterization test carried out in soil samples and with a rupture surface parallel to the surface of the slope. The parameters and variables involved in the analysis consisted in the equilibrium limit mobilizing forces and the resistive forces acting on the soil mass. It should be noted that among the variables that must be taken into account for the elaboration of the model is the resolution of the database to be used for the generation of digital terrain models (DTM) and other topographic and morphological attributes that are generated. It was concluded that the limit equilibrium method for infinite slopes was very adequate for the analysis of the stability of natural slopes, being a deterministic method with great predictive power and, in addition, with possibilities of being applied to regional studies. It can be also defined that scenarios with low values oh cohesive intercepts influenced in a negative way the results of the index of safety factor, increasing the susceptibility areas to mass movements. It was also observed that these maps are variable and not statics, so parameters such as seasonal rainfall can reduce the suction values of the materials, generating an increase in the porepressure and decrease of the cohesive intercept and even the shear strength of soils.

Keywords: Serra do Mar, Limit equilibrium, Contribution áreas, Safety fator.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama de força translacional para laminas finas a grossas	31
Figura 2 – Geometria dos vetores componentes da gravidade	32
Figura 3 – Diagrama da relação entre a espessura do solo e a espessura da água	33
Figura 4 – Evolução da área variável de afluência durante o processo de escoamento superficial numa precipitação	38
Figura 5 – Ilustração dos quatro tipos básicos de vertentes, combinando concavidade e convexidade das linhas de fluxo e das curvas de nível	39
Figura 6 – Área de contribuição da bacia de drenagem	41
Figura 7 – Variedades de escorregamentos rotacionais	50
Figura 8 – Mapa de localização da área de estudo onde se apresentam os limites das unidades de relevo	58
Figura 9 – Mapa geológico da área de estudo	60
Figura 10 – Mapa de classificação climática do estado do Paraná	62
Figura 11 – Mapa de precipitação média anual do estado do Paraná	63
Figura 12 – Perfil esquemático da Floresta Ombrófila Densa	65
Figura 13 – Perfil esquemático de Floresta Ombrófila Mista “Mata-de-Araucária”	66
Figura 14 – Perfil esquemático dos estepes	67
Figura 15 – Mapa de locação das amostras indeformadas	73
Figura 16 – Valores de ângulo de atrito médio dos locais amostrados no km 667	74
Figura 17 – Valores de intercepto coesivo médio dos locais amostrados no km 667	75
Figura 18 – Valores de ângulo de atrito médio dos locais amostrados entre os km 658 e km 661	75
Figura 19 – Valores de intercepto coesivo médio dos locais amostrados entre os km 658 e km 661	76
Figura 20 – Mapa de locação dos pluviógrafos instalados na BR-376/PR	78
Figura 21 – Vista parcial da localização dos pluviógrafos instalados	79
Figura 22 – Ensaio dos limites de atterberg	83

Figura 23 – Ilustração do infiltrômetro tipo <i>Mini Disc</i>	84
Figura 24 – Ensaio de cisalhamento direto para obtenção de resistência pico e residual.....	86
Figura 25 – Ensaio de cisalhamento triaxial CIU.....	87
Figura 26 – Esquema do método aplicado para a elaboração do trabalho	95
Figura 27 – Delimitação de áreas de contribuição hidrográficas.....	97
Figura 28 – Curvas granulométricas associadas a solos residuais de Migmatito	101
Figura 29 – Curvas granulométricas associadas a solos coluvionares	102
Figura 30 – Curvas granulométricas associadas a solos residuais de Granito	102
Figura 31 – Curvas granulométricas associadas a aterros	103
Figura 32 – Curvas granulométricas associadas a solos residuais de Paragnaisse	103
Figura 33 – Posição das amostras na carta de plasticidade	106
Figura 34 – Intervalos de variação de K para diferentes solos.....	107
Figura 35 – Curvas das trajetórias de tensões das amostras ensaiadas no triaxial	113
Figura 36 – Precipitação diária acumulada registrada no posto de monitoramento P5.....	115
Figura 37 – Precipitação diária acumulada registrada no posto de monitoramento P1.....	115
Figura 38 – Precipitação diária acumulada registrada no posto de monitoramento P6.....	116
Figura 39 – Precipitação diária acumulada registrada no posto de monitoramento P2.....	116
Figura 40 – Precipitação diária acumulada registrada no posto de monitoramento P3.....	117
Figura 41 – Precipitação diária acumulada registrada no posto de monitoramento P4.....	117
Figura 42 – Precipitação acumulada mensal registrada no posto de monitoramento P5.....	118
Figura 43 – Precipitação acumulada mensal registrada no posto de monitoramento P1	119

Figura 44 – Precipitação acumulada mensal registrada no posto de monitoramento P6	119
Figura 45 – Precipitação acumulada mensal registrada no posto de monitoramento P2	120
Figura 46 – Precipitação acumulada mensal registrada no posto de monitoramento P3	120
Figura 47 – Precipitação acumulada mensal registrada no posto de monitoramento P4	121
Figura 48 – Precipitação acumulada anual registrada no posto de monitoramento P5	125
Figura 49 – Precipitação acumulada anual registrada no posto de monitoramento P1	125
Figura 50 – Precipitação acumulada anual registrada no posto de monitoramento P6	126
Figura 51 – Precipitação acumulada anual registrada no posto de monitoramento P2	126
Figura 52 – Precipitação acumulada anual registrada no posto de monitoramento P3	127
Figura 53 – Precipitação acumulada anual registrada no posto de monitoramento P4	127
Figura 54 – Modelo Digital de Terreno com simulação de 90 metros	133
Figura 55 – Modelo Digital de Terreno com simulação de 30 metros	134
Figura 56 – Modelo Digital de Terreno com base de 10 metros.....	135
Figura 57 – Distribuição da reclassificação das classes hipsométricas dos MDT na área de estudo	138
Figura 58 – Mapa de Declividade com base na simulação do MDT de 90 metros	139
Figura 59– Mapa de Declividade com base na simulação do MDT de 30 metros	140
Figura 60 – Mapa de Declividade com base de 10 metros	141
Figura 61 – Distribuição de ocorrência de classes de declividades na área de estudo	145
Figura 62 – Modelo digital de Terreno referente à base cartográfica da área	147

Figura 63 – Mapa de declividade da área de estúdio baseada nos intervalos de classe equivalente em graus	148
Figura 64 – Distribuição das classes de declividade da área norte (DAN).....	149
Figura 65 – Distribuição das classes de declividade da área sul (DAS).....	150
Figura 66 – Gráfico comparativo da distribuição das classes de declividade nas áreas norte e sul.....	150
Figura 67 – Mapa do atributo plano de curvatura.....	153
Figura 68 – Mapa do atributo perfil de curvatura.....	154
Figura 69 – Gráfico de distribuição da porcentagem de ocorrência para curvatura total, perfil de curvatura e plano de curvatura da área norte	155
Figura 70 – Gráfico de distribuição da porcentagem de ocorrência para curvatura total, perfil de curvatura e plano de curvatura da área sul.....	156
Figura 71 – Distribuição de ocorrência de orientação de vertentes para área norte (OVAN) e para área sul (OVAS).....	157
Figura 72 – Mapa de orientação das vertentes	158
Figura 73 – Histórico de imagens correspondentes ao ponto sequência 1	162
Figura 74 – Histórico de imagens correspondentes ao ponto sequência 2	163
Figura 75 – Histórico de imagens correspondentes ao ponto sequência 3	164
Figura 76 – Histórico de imagens correspondentes ao ponto sequência 9	165
Figura 77 – Histórico de imagens correspondentes ao ponto sequência 10 ..	166
Figura 78 – Histórico de imagens correspondentes ao ponto sequência 11 ..	167
Figura 79 – Histórico de imagens correspondentes ao ponto sequência 12 ..	168
Figura 80 – Histórico de imagens correspondentes ao ponto sequência 13 ..	169
Figura 81 – Histórico de imagens correspondentes ao ponto sequência 15 ..	170
Figura 82 – Histórico de imagens correspondentes ao ponto sequência 16 ..	171
Figura 83 – Imagens consideradas para determinação de movimento de massa pela evidencia de cicatriz no ponto sequência 03	172
Figura 84 – Imagens consideradas para determinação de movimento de massa pela evidência de cicatriz no ponto sequência 13	173
Figura 85 – Evolução do fator de segurança em relação à declividade para o valor mínimo de resistência pico	175
Figura 86 – Evolução do fator de segurança em relação à declividade para o valor máximo de resistência pico	176

Figura 87 – Evolução do fator de segurança em relação à declividade para o valor médio de resistência pico	178
Figura 88 – Evolução do fator de segurança em relação à declividade para o valor mínimo de resistência residual	179
Figura 89 – Evolução do fator de segurança em relação à declividade para o valor máximo de resistência residual	180
Figura 90 – Evolução do fator de segurança em relação à declividade para o valor médio de resistência residual	181
Figura 91 – Distribuição do índice de fator de segurança para o cenário 1 ...	187
Figura 92 – Mapa de fator de segurança para o cenário 1 ($\phi=26^\circ$; $C=0$ kPa)	188
Figura 93 – Distribuição do índice de fator de segurança para o cenário 2 ...	189
Figura 94 – Mapa de fator de segurança para o cenário 2 ($\phi=38^\circ$; $C=14$ kPa)	190
Figura 95 – Distribuição do índice de fator de segurança para o cenário 3 ...	191
Figura 96 – Mapa de fator de segurança para o cenário 3 ($\phi=32^\circ$; $C=7$ kPa)	192
Figura 97 – Distribuição do índice de fator de segurança para o cenário 4 ...	193
Figura 98 – Mapa de fator de segurança para o cenário 4 ($\phi=18^\circ$; $C=11$ kPa)	194
Figura 99 – Distribuição do índice de fator de segurança para o cenário 5 ...	195
Figura 100 – Mapa de fator de segurança para o cenário 5 ($\phi=26^\circ$; $C=11$ kPa)	196
Figura 101 – Distribuição do índice de fator de segurança para o cenário 6 .	197
Figura 102 – Mapa de fator de segurança para o cenário 6 ($\phi=23^\circ$; $C=3$ kPa)	198
Figura 103 – Distribuição dos índices de fator de segurança na bacia norte .	200
Figura 104 – Distribuição dos índices de fator de segurança na bacia sul.....	200
Figura 105 – Distribuição das classes hipsométricas para as faixas de domínio da área norte (FDAN) e a faixa de domínio da área sul (FDAS)	208
Figura 106 – Distribuição das classes de declividade da faixa de domínio da área norte (DFDAN)	209
Figura 107 – Distribuição o atributo curvatura, perfil de curvatura e plano de curvatura para a faixa de domínio da bacia norte.....	210
Figura 108 – Distribuição das classes de orientação de vertente para a faixa de domínio da área norte (FDAN)	211

Figura 109 – Distribuição das classes de declividade da faixa de domínio da área sul (DFDAs).....	212
Figura 110 – Distribuição das classes de orientação de vertente para a faixa de domínio da área sul (FDAs).....	212
Figura 111 – Distribuição o atributo curvatura, perfil de curvatura e plano de curvatura para a faixa de domínio da bacia sul	213
Figura 112 – Distribuição de índices de fator de segurança (IFS) para a faixa de domínio da área norte em relação aos cenários gerados.....	214
Figura 113 – Distribuição de índices de fator de segurança para a faixa de domínio da área sul em relação aos cenários gerados	215
Figura 114 – Distribuição do índice de fator de segurança com base na resolução de declividade de 90 m	217
Figura 115 – Distribuição do índice de fator de segurança com base na resolução de declividade de 30 m	218
Figura 116 – Distribuição do índice de fator de segurança com base na resolução de declividade de 10 m	219
Figura 117 – Variação da distribuição do índice de fator de segurança em relação à resolução do modelo (área norte)	221
Figura 118 – Variação da distribuição do índice de fator de segurança em relação à resolução do modelo (área sul).....	222
Figura 119 – Distribuição do índice de fator de segurança em relação ao índice de umidade (0%).....	224
Figura 120 – Distribuição do índice de fator de segurança em relação ao índice de umidade (25%).....	225
Figura 121 – Distribuição do índice de fator de segurança em relação ao índice de umidade (50%).....	226
Figura 122 – Distribuição do índice de fator de segurança em relação ao índice de umidade (75%).....	227
Figura 123 – Distribuição do índice de fator de segurança em relação ao índice de umidade (100%).....	228
Figura 124– Variação da distribuição do índice de fator de segurança em relação ao índice de umidade (área norte)	229
Figura 125– Variação da distribuição do índice de fator de segurança em relação ao índice de umidade (área sul).....	230

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Fatores de segurança mínimos para escorregamentos	30
Tabela 2 – Escalas propostas por Soeters e Van Westen (1996) para o mapeamento de áreas em estudos de escorregamentos	34
Tabela 3 – Dados necessários para a análise de susceptibilidade a escorregamentos.....	35
Tabela 4 – Técnicas de análise em relação à escala dos mapas	35
Tabela 5 – Classificação abreviada de movimentos de encostas	45
Tabela 6 – Características dos principais grupos de movimentos de encosta na dinâmica ambiental brasileira	46
Tabela 7 – <i>Checklist</i> de condicionantes ou causas de deslizamentos	55
Tabela 8 – Causas de movimentos de massa em encostas	57
Tabela 9 – Localização dos pluviógrafos instalados na BR-376/PR com o resumo das principais características	77
Tabela 10 – Localização dos escorregamentos ocorridos na região.....	80
Tabela 11 – Classes para orientação das vertentes	91
Tabela 12 – Valores obtidos através da análise granulométrica	101
Tabela 13 – Tabela resume dos valores obtidos através de ensaios de caracterização	104
Tabela 14 – Tabela resume dos valores obtidos através de ensaios de caracterização	105
Tabela 15 – Valores da densidade real dos solos.....	107
Tabela 16 – Valores obtidos através do ensaio de condutividade hidráulica <i>in situ</i>	108
Tabela 17 – Valores de ângulo de atrito interno e intercepto coesivo a partir do ensaio de cisalhamento direto convencional (Pico) e interface lisa (residual)	109
Tabela 18 – Valores de resistência obtidos de acordo com o critério de ruptura para a amostra indeformada AI-07	112
Tabela 19 – Valores de resistência obtidos de acordo com o critério de ruptura para a amostra indeformada AI-14.....	112

Tabela 20 – Valores de resistência obtidos de acordo com o critério de ruptura para a amostra indeformada AI-15.....	113
Tabela 21 – Valores de resistência obtidos de acordo com o critério de ruptura para a amostra indeformada AI-16.....	113
Tabela 22 – Valores acumulados mensais de precipitações nos pontos instrumentados.....	122
Tabela 23 – Valores acumulados estimados mensais de precipitações nos pontos instrumentados	123
Tabela 24 – Valores acumulados anuais de precipitação nos pontos de instrumentação.....	124
Tabela 25 – Resultados da Análise estatística das precipitações para cada instrumento instalado na BR-376/PR	129
Tabela 26 – Classificação das precipitações (P) para cada instrumento instalado na BR-376/PR.....	130
Tabela 27 – Classificação dos eventos de chuva de acordo com os intervalos obtidos para cada instrumento instalado na BR-376/PR e quantidade de ocorrências.....	131
Tabela 28 – Reclassificação das classes hipsométricas no modelo de resolução de 90 m	136
Tabela 29 – Reclassificação das classes hipsométricas no modelo de resolução de 30 m	136
Tabela 30 – Reclassificação das classes hipsométricas no modelo de resolução de 10 m	136
Tabela 31 – Classificação de fases de relevo de acordo com o Sistema Brasileiro de Classificação dos Solos da Embrapa (2006) e seu equivalente em Graus (°).....	142
Tabela 32 – Reclassificação das classes de declividade no modelo de resolução de 90 m.....	142
Tabela 33 – Reclassificação das classes de declividade no modelo de resolução de 30 m.....	143
Tabela 34 – Reclassificação das classes de declividade no modelo de resolução de 10 m.....	143
Tabela 35 – Porcentagem de ocorrência para curvatura total, perfil de curvatura e plano de curvatura das áreas de estudo	152

Tabela 36 – Distribuição de ocorrência de orientação das vertentes	157
Tabela 37 – Inventario de escorregamentos com os pontos realocados e depurados segundo o critério de localização	161
Tabela 38 – Relação precipitação – escorregamentos no ponto sequência 03	172
Tabela 39 – Relação precipitação – escorregamentos no ponto sequência 13	173
Tabela 40 – Valores dos parâmetros utilizados na aplicação da equação de equilíbrio limite	184
Tabela 41 – Cenários de mapas de índice de Fator de Segurança	184
Tabela 42 – Classificação do valor de fator de segurança.....	185
Tabela 43 – Classificação do valor do fator de segurança a partir da suscetibilidade da área.....	185
Tabela 44 – Classificação do valor do fator de segurança.....	186
Tabela 45 – Distribuição de ocorrências de índice de segurança para a área norte	199
Tabela 46 – Distribuição de ocorrências de índice de segurança para a área sul	199
Tabela 47 – Características físicas e morfológicas do ponto sequência 03 segundo resultados do modelo	203
Tabela 48 – Índice de saturação necessário para $FS=0$, no ponto sequência 03	204
Tabela 49 – Valor do índice de segurança calculado para cada modelo com saturação (W) igual a 1, no ponto sequência 03	204
Tabela 50 – Características físicas e morfológicas do ponto sequência 13 segundo resultados do modelo	205
Tabela 51 – Índice de saturação necessário para $FS=0$, no ponto sequência 13	205
Tabela 52 – Valor do índice de segurança calculado para cada modelo com saturação igual a 1, no ponto sequencia id 13	206
Tabela 53 – Distribuição de índices de fator de segurança com base na resolução de 90 m.....	216
Tabela 54 – Distribuição de índices de fator de segurança com base na resolução de 30 m.....	220

Tabela 55 – Distribuição de índices de fator de segurança com base na resolução de 10 m.....	220
---	-----

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

CIU – Adensado Não Drenado

DAN – Declividade Área Norte

DAS – Declividade Área Sul

EMBRAPA – Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária

FDAN – Faixa de Domínio Área Norte

FDAS – Faixa de Domínio Área Sul

FS – Fator de Segurança

FSadm – Fator de Segurança Admissível

FSN – Fator de Segurança da área Norte

FSS – Fator de Segurança da área Sul

HRDEM – *High Resolution Digital Elevation Model*

IAPAR – Instituto Ambiental do Paraná

IFS – Índice de Fator de Segurança

MDE – Modelo Digital de Elevação

MDT – Modelo Digital do Terreno

OVAN – Orientação das Vertentes Área Norte

OVAS – Orientação das Vertentes área Sul

PNV - Plano Nacional de Viação

SIG – Sistemas de Informação Geográfica

UTM – Universal Transversal Mercator

LISTA DE SÍMBOLOS

S – Força cisalhante

σ – Tensão normal

μ – Poro pressão

C – Intercepto coesivo

φ – Ângulo de atrito interno

sen – Seno

cos – Coseno

tan - Tangente

γ – Peso específico do solo

z – Espessura do solo

β – Ângulo de inclinação da vertente

$^{\circ}$ – Graus

γ_w – Peso específico da água

γ_{nat} – Peso específico natural do solo

S_r – Coesão produzida pela raízes

W – Índice de umidade do solo

km^2 - Quilômetro quadrado

m – Metros

mm – Milímetros

Ma – Milhões de anos

® – marca registrada

σ_{ve} – Força do vento nas árvores

σ_a – Peso das árvores

kPa – Quilopascal

SUMARIO

1	INTRODUÇÃO	23
1.1	Problema da pesquisa.....	25
1.2	Hipótese de trabalho	25
1.3	Objetivos	26
1.3.1	Objetivo Geral.....	26
1.3.2	Objetivos Específicos	26
2	FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	28
2.1	Estabilidade de talude	28
2.1.1	Objetivo da análise de estabilidade de taludes.....	28
2.2	Fator de Segurança.....	29
2.3	Métodos de mapeamento de áreas instáveis.....	33
2.4	Intensidade da chuva e escorregamentos a partir do modelo hidrológico de vertente	36
2.5	Movimentos de massa gravitacionais.....	44
2.5.1	Tipos de movimentos de massa gravitacionais e mecanismos de ruptura associados	48
2.6	Fatores ou variáveis condicionantes aos movimentos de massa gravitacionais.....	54
3	ÁREA DE ESTUDO	58
3.1	Localização da área de estudo	58
3.1.1	Clima	61
3.1.2	Precipitação.....	62
3.1.3	Vegetação	63
3.2	Geologia.....	67
3.2.1	Descrição das unidades geológicas	67
I.	Complexo Gnáissico-Migmatítico	67

I.	Suíte Álcali-Granitos	69
II.	Granito Morro Redondo.....	69
4	MATERIAIS E MÉTODOS	72
4.1	Materiais.....	72
4.2	Métodos	81
4.2.1	Obtenção de parâmetros geotécnicos da área de estudo	82
4.2.2	Modelo Digital de Terreno (MDT)	88
4.2.3	Modelo de declividade.....	88
4.2.4	Modelo de plano de curvatura e perfil de curvatura.....	89
4.2.5	Modelo de orientação das vertentes.....	90
4.2.6	Avaliação das precipitações na região	91
4.2.7	Integração dos dados obtidos e aplicação a partir do método de equilíbrio limite	92
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	96
5.1	Caracterização geológico-geotécnica da área de estudo.....	96
5.2	Resultados de ensaios de laboratório	100
5.3	Series de dados de pluviometria	114
5.4	Análise comparativa dos Modelos Digitais de Terreno (MDT) utilizando variação na resolução da base de dados	132
5.5	Modelo Digital de Terreno (MDT) e mapas temáticos.....	146
5.6	Pontos de escorregamentos	159
5.6.1	Histórico de imagens nos pontos de escorregamento BR-376/PR	162
5.7	Avaliação do Fator de Segurança baseado nos parâmetros de resistência e o valor da saturação	174
5.7.1	Valor mínimo de parâmetros de resistência pico	175
5.7.2	Valor máximo de parâmetros de resistência de pico	176
5.7.3	Valor médio de parâmetros de resistência de pico	177

5.7.4	Valor mínimo de parâmetros de resistência residual.....	177
5.7.5	Valor máximo de parâmetros de resistência residual	179
5.7.6	Valor médio de parâmetros de resistência residual.....	180
5.8	Mapas de suscetibilidade derivados da integração dos dados obtidos e aplicação do método de equilíbrio limite.....	183
5.8.1	Cenário 1 ($\phi=26^\circ$; $C=0$ kPa).....	187
5.8.2	Cenário 2 ($\phi=38^\circ$; $C=14$ kPa).....	189
5.8.3	Cenário 3 ($\phi=32^\circ$; $C=7$ kPa).....	191
5.8.4	Cenário 4 ($\phi=18^\circ$; $C=11$ kPa).....	193
5.8.5	Cenário 5 ($\phi=26^\circ$; $C=11$ kPa).....	195
5.8.6	Cenário 6 ($\phi=23^\circ$; $C=3$ kPa).....	197
5.9	Avaliação dos pontos de escorregamentos com os cenários de índice de fator de segurança.....	202
5.9.1	Ponto sequência 03.....	203
5.9.2	Ponto sequência 13.....	204
5.10	Avaliação da estabilidade das encostas pertencentes à faixa de domínio da BR-376/PR, visando a quantificação de áreas críticas.....	207
5.11	Avaliação do índice de fator de segurança (IFS) realizado com os MDE's de 90 m, 30 m e 10 m de resolução	216
5.12	Avaliação do índice de fator de segurança com variação do índice de umidade.....	223
6	CONCLUSÕES.....	231
7	REFERÊNCIAS.....	236

1 INTRODUÇÃO

Através dos anos e com o desenvolvimento de novas técnicas, o estudo da estabilidade de taludes tem-se aprimorado cada vez mais quanto à delimitação de áreas susceptíveis a movimentos de massa. Mesmo assim, considera-se a existência de incertezas relacionadas às análises de estabilidade devido às diferenças entre as técnicas utilizadas na geração dos modelos, que servem de base topográfica, e sua aproximação à realidade. Estas incertezas, em sua maioria, vêm dadas pela escala dos dados base com que estes modelos são gerados. Estudos de autores como Acharya et al. (2006), Cascini et al. (2010) e Jaboyedoff et al. (2012) baseiam-se na aplicação de modelos digitais de terreno de alta resolução (HRDEM), realizados a partir de diferentes técnicas, no intuito de obter análises mais apuradas sobre os movimentos de massa gravitacionais, concluindo que, com uma maior resolução gera-se um maior detalhamento na análise do relevo, fundamental para a melhoria das previsões. É possível verificar ainda que, além da declividade, existem outros fatores que influenciam na estabilidade de taludes. Vários autores (FERNANDES et al. 2001; CUBITO et al. 2005, RAHARDJO et al. 2008) consideram que as precipitações atuam como deflagradores de movimentos de massa, embora não agem isoladamente na ocorrência de escorregamentos, pelo que se faz necessário considerarem outros fatores como as propriedades físicas e mecânicas dos solos envolvidos, a geometria do talude e o uso e ocupação do solo.

Para que ocorra um deslizamento, vários e complexos fatores ambientais interagem no processo, englobados em dois grupos, denominados fatores primários e fatores secundários. Entre os fatores primários encontram-se as características geomorfológicas e geológicas da área, tais como afloramentos de rochas, tipos de rocha e solo, assim como a cobertura vegetal. Já os fatores secundários, que são considerados como os principais fatores deflagradores de deslizamentos, incluem o intemperismo, chuvas, terremotos, derretimento de neve, intervenções antrópicas, entre outros (VARNES, 1978; FERNANDES et al. 2001; CUBITO et al. 2005;). Cabe salientar que, a relação entre a ocorrência de um deslizamento e o fator deflagrador, seja primário ou secundário, é um assunto complexo, pois na maioria dos casos, não se observa uma relação linear entre

eles. Por isso, no decorrer desta pesquisa, procurou-se aprofundar a análise dos escorregamentos, os agentes deflagradores e a busca de uma eventual relação entre estes.

O presente trabalho foi desenvolvido em capítulos, descritos como capítulo 1, referindo-se à introdução, onde se apresenta o problema de pesquisa, hipótese de trabalho e objetivos. No capítulo 2, se apresenta a fundamentação teórica na qual se baseia a pesquisa e onde são discutidos os temas de interesse do trabalho como estabilidade de taludes, definição de fator de segurança, suscetibilidade, métodos de mapeamento de áreas instáveis, intensidade de chuva e escorregamentos, assim como a descrição dos movimentos de massa e os tipos e os fatores condicionantes aos movimentos de massa.

No capítulo 3 se fez a descrição da área de estudo, onde pode ser observada a localização da área e descritos fatores como clima e precipitação da região, além da descrição da geologia regional e das unidades presentes.

O capítulo 4 refere-se aos materiais e os métodos utilizados para cumprir com os objetivos propostos no trabalho. O capítulo 5 apresenta os resultados obtidos, assim como as análises destes.

No capítulo 6 se apresentam as conclusões do trabalho, onde podem ser observadas as vantagens e limitações do estudo, as considerações sobre o método e técnicas empregadas e as conclusões gerais em relação aos objetivos propostos.

1.1 PROBLEMA DA PESQUISA

A previsão de movimentos de massa depende, em grande parte, da adequada representação do modelado topográfico, que é feito através do Modelo Digital de Terreno (MDT). Assim, quanto maior a aderência do MDT ao modelado topográfico real, tanto melhor será a previsão dos movimentos de massa, especialmente em se tratando de escorregamentos. Portanto, um dos objetivos do presente trabalho é a investigação comparativa acerca da qualidade de modelos digitais de terreno, gerados a partir de diferentes técnicas, no sentido de definir qual é o modelo que melhor se adapta na análise da estabilidade de vertentes naturais.

Dada sua importância, essa questão vem sendo alvo de investigação por grupos de pesquisa sediados em diversas partes do globo, como por exemplo, Holanda, Austrália, Espanha, Suíça etc. e tem gerado diversas publicações em revistas internacionais (SOETERS e VAN WESTEN, 1996; CLAESSENS et al. 2005; GUINAU et al. 2007; VAZE et al. 2010; JABOYEDOFF et al. 2012). Várias questões são colocadas, como por exemplo, qual é a escala ótima do modelo digital de terreno para a análise de estabilidade de taludes? A generalização da escala nos modelos digitais de terreno utilizados nas análises de estabilidade de vertentes estaria omitindo informações importantes sobre valores reais de declividade e, com isso, afetando de maneira direta à confiabilidade dos resultados destas análises?

1.2 HIPÓTESE DE TRABALHO

As análises de fator de segurança para estabilidade de encostas apresentam diversas questões a serem respondidas, como por exemplo, se a representação da declividade afeta de maneira significativa o modelo e, por consequência o mapeamento de áreas suscetíveis, se a variação do valor do ângulo de atrito interno ou do intercepto coesivo dos solos influencia nas análises e se as chuvas e a posterior variação do índice de umidade do solo podem afetar de maneira significativa os resultados das análises de estabilidade.

A partir das análises realizadas por meio do uso de *softwares* de Sistemas de Informação Geográfica (SIG), no qual possa ser realizada a modelagem quantitativa do equilíbrio limite em relação aos movimentos de massa translacionais, será possível verificar a influência sazonal da precipitação em relação ao aumento e diminuição do índice de segurança. Além disso, será ainda possível fazer simulações com os parâmetros físicos e mecânicos dos solos (ângulo de atrito interno e intercepto coesivo), além do atributo topográfico de declividade, de modo a torná-los mais adequados e aderentes à modelagem dos cenários predisponentes à ocorrência de ruptura nas vertentes.

1.3 OBJETIVOS

1.3.1 Objetivo Geral

Ajustar um modelo preditivo determinístico de escorregamentos translacionais em vertentes naturais a partir da avaliação do fator de segurança, considerando a declividade da região, parâmetros físicos e mecânicos dos solos como pesos específicos, ângulo de atrito interno, intercepto coesivo, além do índice de umidade na frente de saturação, influência da precipitação e importância da cobertura vegetal.

1.3.2 Objetivos Específicos

Como objetivos específicos, destacam-se:

- ✓ Verificar a aplicabilidade do método proposto para análise de estabilidade de taludes;
- ✓ Avaliar modelos digitais a partir da simulação de diferentes resoluções disponíveis;
- ✓ Identificar os tipos e processos de escorregamentos analisados na estabilidade de taludes, visando à previsão de possíveis ocorrências;
- ✓ Determinar parâmetros físicos e mecânicos dos solos, a partir de ensaios realizados em amostras coletadas na região de estudo, para realizar a caracterização geológico-geotécnica dos solos;

- ✓ Estabelecer áreas de influência da precipitação ao longo do trecho monitorado, a partir de dados de pluviógrafos instalados e realizar a análise de sazonalidade.
- ✓ Confeccionar mapas de índices de segurança, variando parâmetros de resistência para criação de cenários, em função dos resultados dos ensaios realizados;
- ✓ Identificar usos potenciais da aplicação do método proposto na área da geociência e definir parâmetros e/ou limitações para sua aplicação;
- ✓ Avaliar a estabilidade das encostas limite do trecho em estudo pertencente à BR-376/PR, visando identificação de áreas críticas.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 ESTABILIDADE DE TALUDE

Tomando em consideração que a definição de talude é a denominação que se dá a qualquer superfície inclinada, que limita um maciço de solo ou rocha, ou ambos, e que estes podem ser encontrados de forma natural (encostas) ou construídos pelo homem (aterros e cortes) (FIORI e CARMIGNANI, 2009; GERSCOVICH, 2012), pode-se estabelecer que a estabilidade de taludes é o estudo das condições das forças resistivas (que tendem a manter o solo ou sedimentos imóveis) e as forças cisalhantes (que forçam os solos e os sedimentos a se movimentarem talude abaixo).

O maior ou menor índice de estabilidade de um talude deverá obedecer ao equilíbrio entre as forças resistentes e as forças mobilizantes, a exemplo da força exercida pelo peso dos materiais, das forças devidas ao escoamento de águas subsuperficiais (força de percolação), às forças de levantamento (pressão neutra) e às forças devidas à resistência ao cisalhamento. É por isto que, na análise de estabilidade de taludes deve-se compreender exatamente o mecanismo de atuação e o papel desempenhado por cada uma dessas forças na movimentação de massas de solo e/ou de rochas (FIORI e CARMIGNANI, 2009).

2.1.1 Objetivo da análise de estabilidade de taludes

De acordo com Dyminski (2007), a análise de estabilidade de taludes apresenta certos objetivos, entre os quais estão:

- Determinar a estabilidade de taludes em diferentes tipos de obras geotécnicas, sob diferentes condições de solicitação, de modo a permitir a execução de projetos econômicos e seguros;
- Determinar a possibilidade de escorregamentos de taludes naturais ou construídos pelo homem, analisando a influência das modificações propostas através de análises de sensibilidade e estudo da influência relativa de parâmetros;

- Analisar escorregamentos já ocorridos, obtendo-se indícios para o entendimento de mecanismos de ruptura e da influência de fatores ambientais, através da retroanálise;
- Executar projetos de estabilização em taludes já rompidos, investigando-se as alternativas de medidas preventivas e corretivas que possam ser necessárias;
- Estudar o efeito de carregamentos extremos naturais, tais como terremotos, maremotos, altos gradientes de temperatura, entre outros e daqueles decorrentes da ação do homem, tais como, explosões, execução de obras, etc.
- Entender o desenvolvimento e forma de taludes naturais e os processos responsáveis por diferenças em características naturais regionais por retrabalhamento da crosta terrestre.

2.2 FATOR DE SEGURANÇA

Segundo Fellenius (1922), a relação entre a resistência à movimentação e a tensão de cisalhamento que tenta provocar a movimentação, ao longo de uma superfície, é denominada como fator de segurança. Este conceito pode ser ilustrado segundo a Equação 1:

$$F.S = \frac{\textit{Resistência ao cisalhamento disponível}}{\textit{Tensões de cisalhamento atuantes}} \quad (1)$$

No caso de superfícies de rupturas circulares, o fator de segurança fica definido como a relação que existe entre um centro do círculo e momentos resistentes e atuantes. Quantitativamente se define de acordo com a Equação 2:

$$F.S = \frac{\textit{Momentos resistentes disponíveis}}{\textit{Momentos atuantes}} \quad (2)$$

Um dos motivos para a definição do fator de segurança de taludes é no sentido de avaliar as condições atuais de estabilidade dos mesmos. Através dos métodos determinísticos são atribuídos valores aos fatores de segurança, tendo-se a seguinte relação primária (Equação 3) (GERSCOVICH, 2012):

$$F.S = \begin{cases} > 1 & \rightarrow \text{Obra estável} \\ = 1 & \rightarrow \text{Ocorre ruptura} \\ < 1 & \rightarrow \text{Não tem significado físico} \end{cases} \quad (3)$$

Segundo Gerscovich (2012), existe um fator de segurança admissível ($F.S_{adm}$) correspondente ao valor mínimo a ser obtido em um determinado projeto, e varia em função do tipo de obra e vida útil. A definição deste valor depende, entre outros fatores, das consequências de uma eventual ruptura, tomando em consideração as possíveis perdas humanas e econômicas.

No Brasil, a norma NBR 11682 (ABNT, 2008) estabelece que, dependendo os riscos envolvidos, deve-se inicialmente enquadrar o projeto em uma das classificações de nível de segurança, definidas a partir dos riscos de perdas humanas e perdas materiais.

A Tabela 1 apresenta recomendações para valores de fator de segurança admissíveis ($F.S_{adm}$), que leva em conta os níveis de segurança estabelecidos para o projeto. Esta norma também expressa que dependendo da variabilidade dos resultados dos ensaios geotécnicos, os fatores de segurança já sugeridos devem ser aumentados em um 10% ou se deverá usar um enfoque probabilístico.

TABELA 1 – FATORES DE SEGURANÇA MÍNIMOS PARA ESCORREGAMENTOS

Nível de segurança contra danos materiais e ambientais	Nível de segurança contra danos a vidas humanas		
	Alto	Médio	Baixo
Alto	1,5	1,5	1,4
Médio	1,5	1,4	1,3
Baixo	1,4	1,3	1,2

FONTE: Ritter (2004).

A tensão cisalhante (S) é dada pela Equação de Coulomb (Equação 4), como se apresenta a continuação:

$$S = C + (\sigma - \mu) * \tan\varphi \quad (4)$$

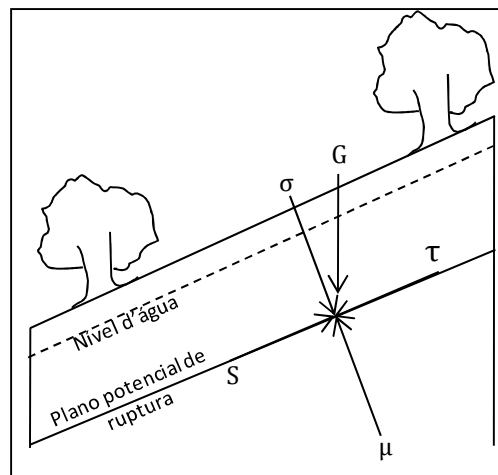
Onde (C) é o intercepto coesivo do solo, (σ) a tensão normal, (μ) a poropressão, e (φ) o ângulo de atrito interno (Figura 1 e Figura 2) (Ritter, 2004).

A tensão normal é definida na Equação 5 como a componente do peso que atua perpendicularmente ao plano potencial de deslizamento, sendo dada por:

$$\sigma = \gamma * z * \cos\beta * \cos\beta \quad (5)$$

Onde (γ) é o peso específico do solo, (z) a espessura do solo e (β) o ângulo de inclinação da vertente.

FIGURA 1 – DIAGRAMA DE FORÇA TRANSLACIONAL PARA LAMINAS FINAS A GROSSAS

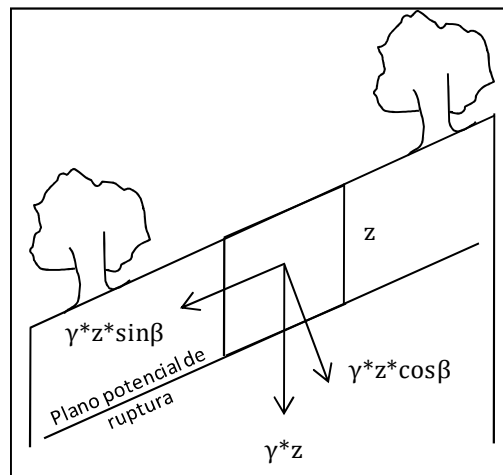


FONTE: Modificado de Ritter (2004).

A força atuante é a tensão cisalhante (τ), definida como a componente de inclinação paralela à gravidade (G). dada pela Equação 6:

$$\tau = \gamma * z * \cos\beta * \sin\beta \quad (6)$$

FIGURA 2 – GEOMETRIA DOS VETORES COMPONENTES DA GRAVIDADE



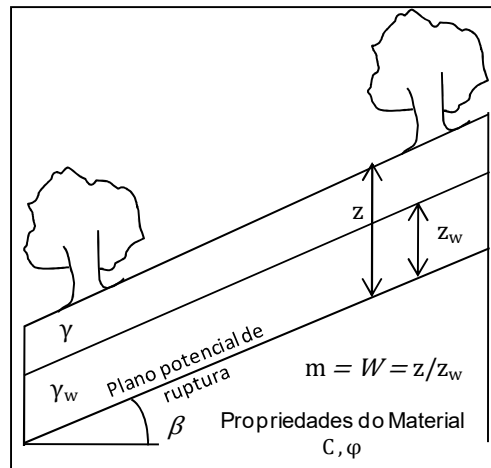
FONTE: Modificado de Ritter (2004).

O papel da água é especialmente crítico em estabilidade de taludes, mas é incorreto pensar em seu papel como lubrificante. A água desempenha duas funções: Incrementa o peso unitário do material que, por sua vez, aumenta tanto a tensão normal quanto a tensão cisalhante (Figura 3). Também cria uma pressão de poro ou poropressão, que se opõe à tensão normal e, portanto, reduz a força de resistência ou resistência ao corte do material. Ela é representada pela Equação 7:

$$\mu = \gamma_w * m * z * \cos\beta * \cos\beta \quad (7)$$

Onde (γ_w) é o peso específico da água, (m) a relação entre a zona saturada e a espessura do solo e (β) o ângulo de inclinação da vertente (Figura 3).

FIGURA 3 – DIAGRAMA DA RELAÇÃO ENTRE A ESPESSURA DO SOLO E A ESPESSURA DA ÁGUA



FONTE: Modificado de Ritter (2004).

O índice de estabilidade de taludes é avaliado em termos de um Fator de Segurança, também denominado como coeficiente de segurança e denotado como FS que, como já referido anteriormente, se define como a relação entre as forças resistentes e forças atuantes (Equações 8 e 9), ou seja:

$$FS = \frac{\text{Forças resistentes}}{\text{Forças atuantes}} = \frac{\text{Força cisalhante}}{\text{Tensão cisalhante}} = \frac{S}{\tau} \quad (8)$$

Substituindo-se os valores:

$$FS = \frac{C + (\gamma - m * \gamma_w) * z * \cos\beta * \cos\beta * \tan\varphi}{\gamma * z * \cos\beta * \sin\beta} \quad (9)$$

2.3 MÉTODOS DE MAPEAMENTO DE ÁREAS INSTÁVEIS

Soeters e Van Westen (1996) apresentam uma base para as escalas e resoluções das áreas mínimas de análise baseada em um trabalho apresentado pela *International Association of Engineering Geology IAEG* (1976), para o mapeamento de áreas afetadas por movimentos de massa, e onde Rodrigues (2002) incorpora os limites de área em km^2 , como apresentado na Tabela 2.

TABELA 2 – ESCALAS PROPOSTAS POR SOETERS E VAN WESTEN (1996) PARA O MAPEAMENTO DE ÁREAS EM ESTUDOS DE ESCORREGAMENTOS

CARACTERIZAÇÃO	ESCALAS	ÁREA DE ESTUDO (km ²)
Nacional	1:1.000.000	250.000 km ²
Regional	1:100.000 a 1:500.000	2.500 a 62.500 km ²
Média	1:25.000 a 1:50.000	156,25 a 625 km ²
Grande	1:5.000 a 1:15.000	6,25 a 56,25 km ²
Local	1:5.000 e maiores	< 6,25 km ²

FONTE: Modificado de Rodrigues (2002).

Soeters e Van Westen (1996) também descrevem que o desempenho da predição de escorregamentos depende de um grande número de fatores, dentre os quais os mais importantes são a acurácia do modelo, acurácia dos dados de entrada, experiência do geocientista, e o tamanho da área de estudo.

Os autores também sinalam que muitos destes fatores estão inter-relacionados. O tamanho da área de estudo determina em grande grau que tipo e densidade de dados podem ser coletados e que tipo de técnica de análise pode ser aplicado (Tabela 3 e Tabela 4). Além disso, classificam o tratamento das informações de acordo com os seguintes enfoques:

- Análise de inventário: no qual se faz a identificação dos eventos existentes em termos de distribuição, atividade e densidade;
- Enfoque heurístico: no qual se realiza a análise geomórfica e a combinação de mapas qualitativos;
- Enfoque estatístico: onde se realizam análises bivariadas e multivariadas;
- Enfoque multicriterial: no qual se realizam as análises hierárquicas de processos (informações qualitativas e quantitativas);
- Enfoque determinístico: no qual se realiza a aplicação de modelos quantitativos.

TABELA 3 – DADOS NECESSÁRIOS PARA A ANÁLISE DE SUSCEPTIBILIDADE A ESCORREGAMENTOS

Geomorfologia	Engenharia geológica	Hidrologia
1- Mapeamento de unidades de terreno	10- Litologia	18- Drenagem
2- Unidades e subunidades geomorfológicas	11- Sequência de materiais	19- Bacia hidrológica
3- Escorregamentos recentes	12- Mapa Geológico estrutural	20- Regime de chuvas
4- Escorregamentos antigos	13- Acelerações sísmicas	21- Temperatura
		22- Evapotranspiração
		23- Mapa do nível de água
Topografia	Uso do solo	
5- Modelo digital do terreno	14- Infra-estrutura recente	
6- Mapa de declividades	15- Infra-estrutura antiga	
7- Mapa de direção dos taludes	16- Mapa de uso do solo recente	
8- Comprimento do talude	17- Mapa de uso do solo antigo	
9- Concavidade / convexidade		

FONTE: Modificado de Soeters e van Westen (1996).

TABELA 4 – TÉCNICAS DE ANÁLISE EM RELAÇÃO À ESCALA DOS MAPAS

Tipo de análise	Técnica	Características	Dados necessários	Escala recomendada		
				Regional	Média	Grande
Inventário	Distribuição dos escorregamentos	Análise da distribuição e classificação	3	sim	sim	sim
	Atividades dos escorregamentos	Análise das mudanças do padrão temporal	4, 5, 14, 15, 16, 17	não	sim	sim
	Densidade dos escorregamentos	Cálculo das densidades nas unidades de terreno ou mapa de isopletas	1, 2, 3	sim	não	não
Heurísticas	Geomorfológica	Usa observações de campo do perito no zoneamento	2, 3, 4	sim	sim	sim
	Combinação qualitativa	Perito fornece ponderação de valores dos mapas	2, 3, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12, 14, 16, 18	sim	sim	não
Estatísticas	Bivariada	Calcula a importância da combinação de fatores	2, 3, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12, 14, 16, 18	não	sim	não
	Multivariada	Calcula a fórmula de previsão a partir de uma matriz de dados	2, 3, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 12, 14, 16, 18	não	sim	não
Determinísticas	Fator de segurança	Aplicada a modelos de hidrologia e estabilidade de taludes	6, 11, 12, 13, 16, 20, 21, 22, 23	não	não	sim

FONTE: Modificado de Soeters e van Westen (1996).

2.4 INTENSIDADE DA CHUVA E ESCORREGAMENTOS A PARTIR DO MODELO HIDROLÓGICO DE VERTENTE

Segundo Fiori e Carmignani (2009), o primeiro pesquisador a propor um modelo de hidrologia de encostas por meio da teoria de infiltração-escoamento foi Horton em 1933. Esta teoria considerou como base de análise, a superfície do solo com sendo um filtro capaz de separar a precipitação em dois componentes básicos: o primeiro envolve a parcela de água precipitada e que se desloca sobre a superfície do solo até alcançar os rios, descrito como escoamento superficial, e a segunda, que engloba a parcela de água que se infiltra no solo e que se desloca para os rios pelo fluxo subterrâneo, descrito como escoamento subsuperficial.

A partir desta teoria, prevaleceu a visão que o escoamento direto para os rios era basicamente produzido pelo escoamento superficial, consequência da diferença entre a capacidade de infiltração do solo em relação à intensidade da chuva (CHORLEY, 1978). Esta teoria é sustentada pela ocorrência de escoamento em áreas com porções das bacias de drenagem com altos teores de umidade no solo que impossibilitam a infiltração, ou em solos relativamente impermeáveis, como as superfícies naturais de solos com menor capacidade de infiltração e solos impermeabilizados antropicamente, como no caso de centros urbanos.

Fiori e Carmignani (2009) descrevem que a distribuição do fluxo superficial de água em uma vertente se dá a partir do seguinte zoneamento: a área correspondente ao topo da encosta é considerada uma área sem fluxo, por isto, é uma área sem ocorrência de erosão. Esta condição muda em correspondência ao afastamento do topo em direção à base da encosta onde aumenta o acúmulo de água pelo aumento da profundidade do perfil do solo.

O escoamento subsuperficial, afeta diretamente a estabilidade das encostas, assim como é responsável por controlar o intemperismo e a erodibilidade das rochas. Ocorre como resultado da diferença potencial entre a zona de saturação e a zona de exudação e que leva ao movimento a água através dos poros do solo, além das partículas mais finas.

O efeito considerado como mais importante do escoamento subsuperficial é a acumulação de umidade no solo no sopé das encostas e nas partes côncavas da paisagem, podendo influir na intensidade dos fluxos superficiais, visto que as zonas côncavas representam zonas de convergência de fluxos de água subsuperficiais (FIORI e CARMIGNANI, 2009). Este tipo de escoamento é bastante significativo em regiões úmidas, com vegetação densa e em determinadas condições topográficas, como por exemplo, declives côncavos com fundos de vales planos, que favorecem o posicionamento do lençol freático relativamente próximo da superfície. No caso que o nível d'água infiltrada no solo coincide com a superfície do terreno, atinge-se a saturação completa em toda a extensão vertical.

Com base nos conhecimentos de escoamento por saturação, produzido pela precipitação direta sobre áreas saturadas e pela contribuição subterrânea resultante do afloramento da superfície freática, Hewlett e Hibbert (1963; 1967, *apud* FIORI e CARMIGNANI, 2009) propuseram o conceito de área variável de afluência.

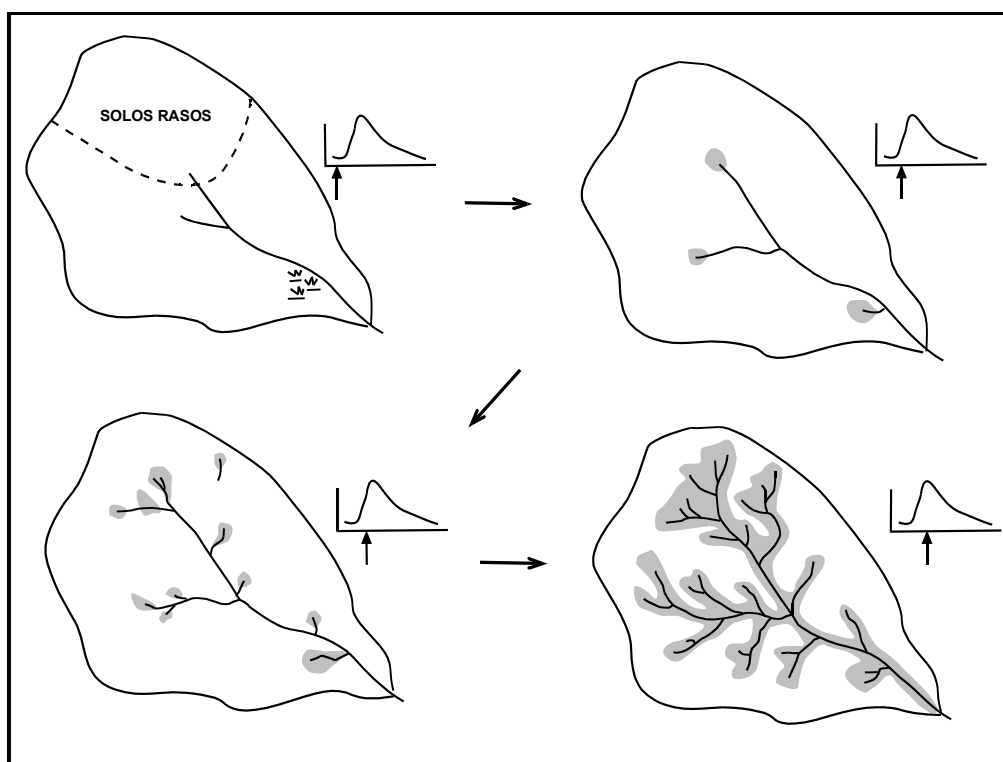
No estudo de Zakia (1998), o conceito de área variável de afluência advém da constatação de que em bacias com boa cobertura vegetal, o escoamento direto sofre influência de uma área de origem dinâmica, podendo sofrer expansões e contrações. Comumente se constitui de uma pequena fração da área total da bacia, variando entre 1 % e 50 %, com valores médios entorno aos 10 %, dependendo da quantidade e intensidade da precipitação.

Fiori e Carmignani (2009) descreveram que, durante a ocorrência de uma precipitação, a área da bacia que contribui para a formação do deflúvio é constituída pelas porções de terreno que margeiam a rede de drenagem. Nas áreas mais altas da encosta a água da chuva tende a escoar e se infiltrar até o canal mais próximo por escoamento subsuperficial. No entanto, com chuvas persistentes, essas áreas tendem a se expandir, não sendo apenas em decorrência da expansão da rede de drenagem, mas também pelo fato de que as áreas críticas da bacia, tais como áreas saturadas, áreas de solo mais raso, etc., passam também a participar da geração do escoamento direto. A Figura 4 ilustra o processo dinâmico que envolve o conceito da área variável de afluência,

relacionando à expansão das áreas saturadas com os diferentes tempos do hidrograma (CHORLEY, 1978).

Ao longo da área variável de afluência (regiões sombreadas da bacia) que se encontra normalmente em condições de saturação, ocorre o chamado escoamento superficial de áreas saturadas. Essas áreas podem produzir escoamento superficial, mesmo quando a intensidade da chuva é inferior à capacidade de infiltração média para a bacia como um todo. Zakia (1998) classifica essas áreas em dois tipos: (a) zonas saturadas que margeiam os cursos de água e suas cabeceiras, e podem se expandir durante chuvas prolongadas e, (b) concavidades do terreno, para as quais convergem as linhas de fluxo, como as concavidades frequentemente existentes nas cabeceiras.

FIGURA 4 – EVOLUÇÃO DA ÁREA VARIÁVEL DE AFLUÊNCIA DURANTE O PROCESSO DE ESCOAMENTO SUPERFICIAL NUMA PRECIPITAÇÃO

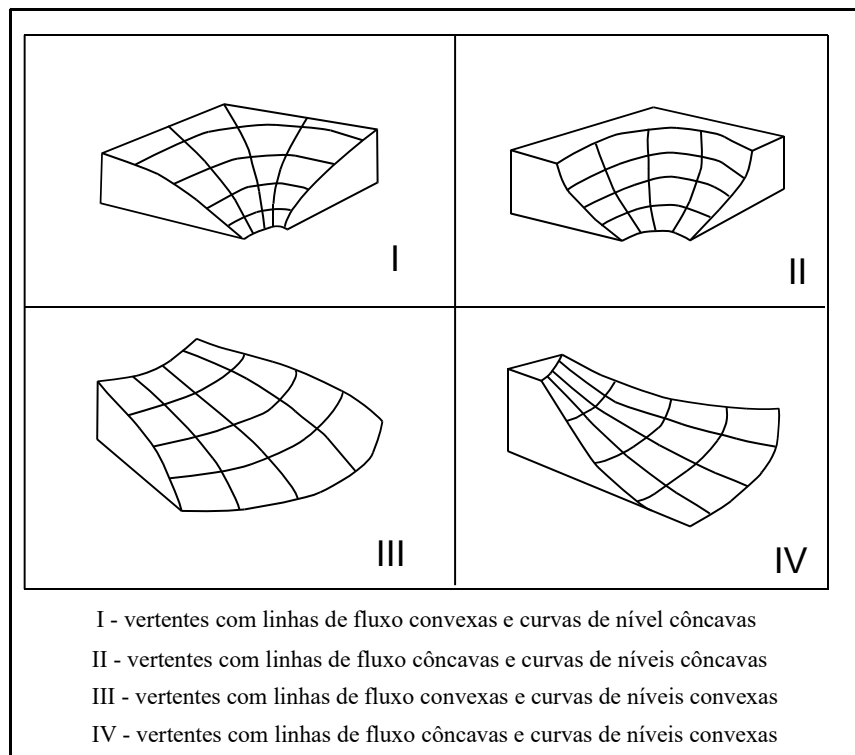


FONTE: Hewlett e Nutter, (1970), Modificado de Chorley, (1978).

Troeh (1965, *apud* FIORI e CARMIGNANI, 2009) descreveu quatro tipos básicos de vertentes, tomando em consideração a forma das curvas de nível em

um mapa e combinando a concavidade e a convexidade destas e das linhas de fluxo, como pode ser visto na Figura 5.

FIGURA 5 – ILUSTRAÇÃO DOS QUATRO TIPOS BÁSICOS DE VERTENTES, COMBINANDO CONCAVIDADE E CONVEXIDADE DAS LINHAS DE FLUXO E DAS CURVAS DE NÍVEL



FONTE: Fiori e Carmignani (2009).

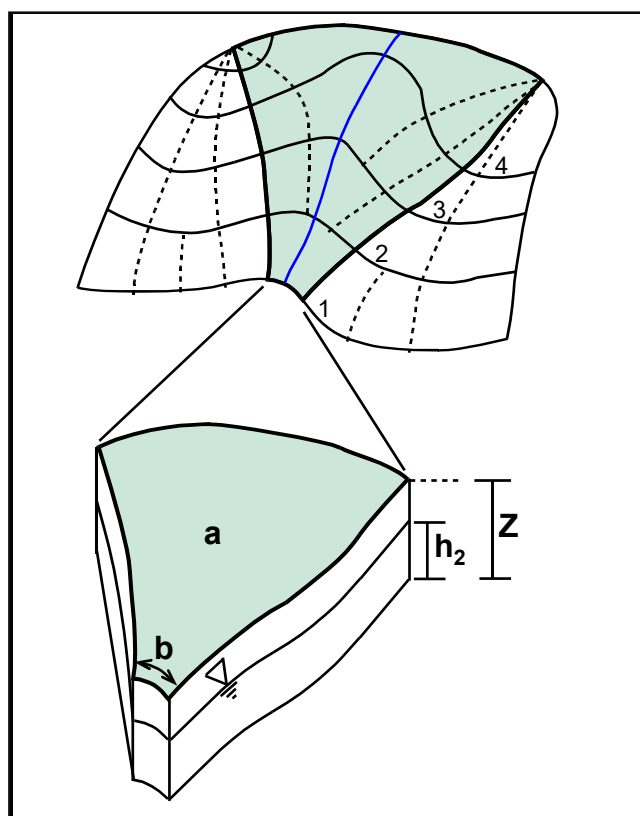
Nesta figura pode ser observado que, nos modelos de vertentes I e II, as linhas de fluxo mostram uma concentração (convexão) do fluxo subsuperficial das águas pluviais em direção ao sopé da encosta, enquanto os modelos III e IV, pelo contrário, mostram uma dispersão ou divergência do fluxo subsuperficial em direção ao sopé da vertente.

O conhecimento dos processos de fluxo subsuperficial, considerando a concavidade e convexidade das curvas de nível e das linhas de fluxo subsuperficiais, tornou possível desenvolver modelos mais próximos da realidade física para descrever de forma mais completa o fluxo das águas pluviais em bacias hidrográficas. Para Hornberger et al.(1998), o modo mais direto para resolver esse problema é unir as equações de fluxo superficial e de fluxo no aquífero freático usando a equação de Darcy (1856).

Freeze (1971, 1972a e 1972b) apresentou-se como pioneiro entre os estudos que aplicaram um modelo dessa natureza. Nestes trabalhos, o autor examinou as respostas do escoamento superficial de uma encosta hipotética, submetida a precipitações.

Diversos autores têm empregado o conceito de que, no modelo hidrológico de uma vertente, o fluxo de água subsuperficial se dá paralelamente à superfície do terreno (O'LOUGHLING, 1984; MOORE et al. 1988; MONTGOMERY e DIETRICH, 1994; WU, 1995; MONTGOMERY, et al. 2000; FERNANDES, et al. 2001, GUIMARÃES et al. 2003; GABET et al. 2004; ACHARYA et al. 2006). A água que não pode ser infiltrada para a subsuperfície deverá escoar na superfície livre do terreno, seguindo um lençol de água a uma velocidade (q) e com uma profundidade (d). Considera-se ainda que o lençol de água se estenda por uma seção do terreno de comprimento (b), tomada ao longo de uma curva de nível. A transmissividade do solo é representada por (Tm) e é normalmente medida em (m^2/dia); (β) é o ângulo de inclinação da vertente. Assim, nessa equação, ($q*d*b$) representa a parcela do escoamento superficial, e ($Tm*b*sen\beta$) a parcela do escoamento subsuperficial (Figura 6).

FIGURA 6 – ÁREA DE CONTRIBUIÇÃO DA BACIA DE DRENAGEM



FONTE: Modificado de Montgomery e Dietrich (1994).

Neste sentido, a Figura 6 pode ser explicada como sendo (a) a área de contribuição da bacia de drenagem (em sombreado) e (b) o comprimento da curva de nível, por onde passa o fluxo de água da chuva na vertente. A profundidade do perfil de solo é representada pelo parâmetro Z e a altura da zona saturada por (h_2) . As linhas em traço fino representam as curvas de nível e aquelas em tracejado, as linhas de fluxo (MONTGOMERY e DIETRICH, 1994).

Quando aumenta a pressão de poros (poropressões positivas por aumento de água nos poros do material) no solo, se reduz a tensão efetiva em termos da componente normal do peso do solo, de maneira que as forças cisalhantes, ou favoráveis ao movimento, igualam ou superam às forças resistentes ou à resistência ao cisalhamento do solo. Nos locais onde ocorra esta condição, haverá presença de escorregamentos. Cabe salientar que não necessariamente o solo deve estar totalmente saturado para que ocorram movimentos de massa.

O' Loughlin (1986), Dietrich et al.(1993) e Montgomery e Dietrich (1994), definiram o "índice de umidade do solo" (W), como a razão do fluxo local (Q) de uma dada chuva em relação à saturação do perfil de solo, como representado na Equação 10:

$$W = \frac{Q_{h_2}}{Q_z} = \frac{q_b * a}{T_m * b * \text{sen}\beta} \quad (10)$$

Quando o índice de umidade do solo (W) for maior que a unidade, significa que o solo está saturado e ocorrerá fluxo superficial. Quando W for menor ou igual à unidade, toda a água da chuva se infiltra no solo, não havendo água disponível para que ocorra o escoamento superficial.

Substituindo-se os valores na equação da razão de umidade do solo (W) (Equação 10), e após a simplificação, obtém-se a Equação 11:

$$W = \frac{q_b * a}{T_m * b * \text{sen}\beta} = \frac{b * k * h_2 * \cos\beta * \text{sen}\beta}{b * k * z * \cos\beta * \text{sen}\beta} = \frac{h_2}{z} = \frac{h_w}{h} \quad (11)$$

Nesta equação, h_2 representa a altura da zona de solo saturado, acima do plano potencial de escorregamento e (z) a profundidade do solo até o plano potencial de deslizamento, enquanto (h_w) e (h), os respectivos valores, tomados perpendicularmente à vertente. A Equação 12 assume que a condutividade do solo saturado não varia com a profundidade.

Assim:

$$\frac{h_w}{h} = \frac{q_b * a}{T_m * b * \text{sen}\beta} \quad (12)$$

Esta relação pode ser substituída na equação de estabilidade de vertente, chegando-se a uma expressão geral para o fator de segurança (FS) do tipo (Equação 13):

$$(13)$$

$$FS = \frac{(C_s + S_r) + \left[\left(\gamma_{nat} - \frac{q_b * a * \gamma_a}{T_m * b * \sin \beta} \right) * h * \cos \beta + \sigma_a * \cos \beta + T * \sin \theta \right] * \tan \varphi + T * \cos \theta}{(h * \gamma_{nat} + \sigma_a) * \sin \beta + \sigma_{ve}}$$

Substituindo a Equação 11 na equação 13, se obtém a Equação 14:

(14)

$$FS = \frac{(C_s + S_r) + [(\gamma_{nat} - W * \gamma_a) * h * \cos \beta + \sigma_a * \cos \beta + T * \sin \theta] * \tan \varphi + T * \cos \theta}{(h * \gamma_{nat} + \sigma_a) * \sin \beta + \sigma_{ve}}$$

A Equação 14 acima apresentada, leva em conta os efeitos da vegetação na estabilidade das vertentes, ou seja, o peso da cobertura arbórea, o acréscimo na coesão do solo devido à presença das raízes e o efeito de atirantamento de raízes que se alojam e se prendem em fraturas nas rochas, o fluxo de água sub-superficial, o índice de saturação, a transmissividade do solo, a área de contribuição de uma bacia de drenagem, o comprimento de curvas de nível por onde passa o fluxo de água numa vertente e a altura da zona saturada. Com todas essas variáveis é possível definir a intensidade da chuva crítica capaz de iniciar um processo de escorregamento, ou então definir o índice de segurança de vertentes em função do índice pluviométrico. A comparação das equações de chuvas intensas, baseadas em registros de pluviômetros, pode vir a fornecer os períodos de recorrência de escorregamentos, conforme consubstanciado em Fiori e Carmignani, (2009).

No entanto, se o plano de escorregamento se posicionar por baixo do alcance das raízes, o valor da tensão (T) é suportada pelas raízes e a coesão (S_r) será igual a zero, tendo como resultado a simplificação da Equação 14, e a geração da Equação 15:

$$FS = \frac{C_s + \left[\left(\gamma_{nat} - \frac{h_w}{h} * \gamma_a \right) * h * \cos i + \sigma_a * \cos i \right] * \tan \varphi}{(h * \gamma_{nat} + \sigma_a) * \sin i + \sigma_{ve}} \quad (15)$$

2.5 MOVIMENTOS DE MASSA GRAVITACIONAIS

Quando se analisam os movimentos de massa gravitacionais deve-se considerar o conceito que o define. O termo utilizado para os movimentos de massa gravitacionais, também conhecidos como deslizamentos ou “*landslides*” no idioma inglês, se refere segundo o glossário multilingual de deslizamentos *Multilingual Landslide Glossary* (WP/WLI, 1993) aos movimentos de uma massa de rocha, solo ou detritos que se deslocam encosta abaixo.

Além de conhecer a definição do que movimento de massa gravitacional ou *landslide* significa, deve-se ter em conta os tipos de movimentos que ocorrem na natureza. Para isto, procura-se neste item, abordar a terminologia e conceitos utilizados para definir, classificar e descrever os movimentos de massa gravitacionais e os mecanismos envolvidos na sua ocorrência.

De acordo com o WP/WLI (1993), os deslizamentos podem sejam isolados ou associados com tremores, terremotos, erupções vulcânicas, incêndios florestais e precipitações pluviométricas de grande magnitude e que tendem desencadear deslizamentos de grandes amplitudes, são a maior causa de perdas de vidas humanas, prejuízos econômicos e danos à propriedade em todo o mundo. Os deslizamentos são estudados geralmente de forma isolada, limitando a interpretação da causa de ocorrência a fatores locais. Analisar fatores de comum ocorrência em diversos cenários ao redor do mundo possibilitaria revelar os processos ativos nestes movimentos de massa.

Muitos trabalhos são citados como precursores de propostas de classificações de movimentos de massa gravitacionais. Porém, segundo Crudem (2003), foi James Dwight Dana em 1862, o primeiro autor a distinguir três tipos de deslizamentos, agora reconhecíveis como fluxo de detritos, movimentos ou espalhamento de terra (*earth spreads*) e deslizamentos de rochas, sem denominá-los como deslizamentos. Foi somente em 1938, quando Charles Farquharson Stewart Sharpe publica o primeiro livro americano sobre Deslizamentos (“*Landslide and related phenomena*”) comentando de maneira geral a classificação dos movimentos de massa e enfatizando que o Manual de Geologia de Dana (p. 649-650) em 1863, apresentou o que ele considerou como o a melhor tentativa inicial de classificação destes eventos. Posteriormente,

estudos como os de Varnes (1958; 1978), Hutchinson (1988) e Cruden e Varnes (1996) consagraram no meio científico a classificação atual de movimentos de massa gravitacionais.

A classificação de Varnes (1958) foi o trabalho que tem servido como base para as classificações posteriores (VARNES, 1978; HUTCHINSON, 1988; CRUDEN e VARNES, 1996 e AUGUSTO FILHO e VIRGILI, 1998) e que continuam em vigência para definir os deslizamentos de acordo com o tipo de movimento e o tipo de material envolvido, considerada ela como oficial pela *International Association of Engineering Geology and the Environment (IAEG)*.

Na Tabela 5 se apresenta a classificação realizada por Varnes (1978) com as características de tipo de movimento e tipo de material.

TABELA 5 – CLASSIFICAÇÃO ABREVIADA DE MOVIMENTOS DE ENCOSTAS

Tipo de Movimento			Tipo de Material		
			Substrato Rochoso	Solos de Engenharia	
				Predominantemente grosseiro	Predominantemente fino
Quedas			De rochas	De detritos	De solos
Tombamentos			De rochas	De detritos	De solos
Escorregamentos	Rotacional	Poucas unidades	De rochas	De detritos	De solos
	Translacional		De blocos de rochas	De blocos de detritos	De blocos de solos
			Muitas unidades	Deslizamento de rochas	Deslizamento de detritos
Espalhamentos laterais			De rochas	De detritos	De solos
Fluidos ou escoamentos			De rochas (<i>Deep creep</i>)	De detritos (<i>Soil creep</i>)	De solos (<i>Soil Creep</i>)
Complexos			Combinação de dois ou mais tipos de movimentos principais		

FONTE: Traduzido e modificado de Varnes (1978).

Nas classificações mais recentes, detalhes têm sido agregados para tentar definir com mais precisão os movimentos de massa. No trabalho de Hutchinson (1988) considera-se, além dos fatores já discretizados por Varnes (1978), o movimento tipo recuo, rastejo e fraturamento, assim como a

fundamentação a partir da morfologia do movimento, o material movimentado, e ainda, considerando o mecanismo que o produz, o material e a razão de movimentação. Este autor também descreve que estes movimentos são influenciados por fatores como litotipos, estruturas geológicas, hidrogeologia, topografia, clima, vegetação, sismicidade e erosão, o que traz como consequência uma grande variedade de tipos e processos que geram estes movimentos, tornando muito mais difícil a identificação e classificação.

Em 1992, Augusto Filho adaptou a classificação de movimentos de encostas de Varnes (1978) às características dos principais movimentos de massa observados no Brasil, obtendo-se a classificação apresentada na Tabela 6.

TABELA 6 – CARACTERÍSTICAS DOS PRINCIPAIS GRUPOS DE MOVIMENTOS DE ENCOSTA NA DINÂMICA AMBIENTAL BRASILEIRA

Processos	Características do movimento, material e geometria
Rastejos (<i>Creeps</i>)	<ul style="list-style-type: none"> - Vários planos de deslizamento (internos); - Velocidades muito baixas (cm/ano) a baixas e decrescentes com a profundidade; - Movimentos constantes, sazonais ou intermitentes; - Solo, depósitos, rocha alterada/fraturada; - Geometria indefinida.
Escorregamentos (<i>Slides</i>)	<ul style="list-style-type: none"> - Poucos planos de deslizamento (externos); - Velocidades médias (m/h) a altas (m/s); - Pequenos a grandes volumes de material; - Geometria e materiais variáveis: <ul style="list-style-type: none"> - Planares – Solos pouco espessos, solos e rochas com um plano de fraqueza; - Circulares – Solos espessos homogêneos e rochas muito fraturadas; - Cunha – Solos e rochas com dois planos de fraqueza.

(continua)

TABELA 6 – CARACTERÍSTICAS DOS PRINCIPAIS GRUPOS DE MOVIMENTOS DE ENCOSTA NA DINÂMICA AMBIENTAL BRASILEIRA

(continuação)

Processos	Características do movimento, material e geometria
Quedas (<i>Falls</i>)	<ul style="list-style-type: none"> - Ausência de planos de deslizamento; - Movimento tipo queda livre ou em plano inclinado; - Rolamento de matacão e/ou tombamento; - Velocidade muito alta (m/s); - Material rochoso; - Pequeno a médio volume; - Geometria variável: lascas, placas, blocos, etc.
Corridas (<i>Flows</i>)	<ul style="list-style-type: none"> - Muitas superfícies de deslizamento (internas e externas à massa movimentada); - Movimento semelhante ao de um líquido viscoso; - Desenvolvimento ao longo das calhas naturais de drenagem (ou talvegue); - Velocidades médias (m/h) a altas (m/s); - Mobilização de solo, rocha, detritos e água; - Grande volume de material; - Extenso raio de alcance, mesmo em áreas planas.

FONTE: Modificado de Augusto Filho (1992).

Na classificação proposta por Augusto Filho e Virgili (1998) utilizou-se como base a combinação da velocidade, direção e recorrência dos deslocamentos, além da natureza do material instabilizado, geometria da massa movimentada e a modalidade de deformação do movimento.

Por outra parte, Vargas (1999) na revisão histórico-conceitual realizada aos escorregamentos da Serra do Mar, realizou uma classificação com base em observações, tendo como resultado as seguintes classes:

1. Rastejo (*Creeps*) – Onde se apresenta movimento lento de camadas superficiais de solo encosta abaixo, com velocidades muito pequenas (mm/ano), que pode ser acelerado por causa das chuvas e desacelerado em épocas de seca;
2. Escorregamentos verdadeiros – Definidos pelos deslizamentos de volumes de solo ao longo de superfícies de rupturas bem definidas,

planares ou cilíndricas. São descritos como os únicos que podem ser submetidos a análises estáticas, do tipo de método equilíbrio-limite;

3. Deslizamentos de talus – Os talus, definidos como detritos de escorregamentos antigos depositados nos sopés dos taludes, quando se encontram saturados podem sofrer deslizamentos, sob a ação da gravidade e das pressões neutras. O deslizamento se comporta como se fosse um fluido ou líquido viscoso, sem a existência de uma superfície de ruptura bem definida. Quando não há presença de água infiltrando no talus, estes podem ser estáveis;
4. Deslocamentos de blocos de rochas – Estes deslocamentos ocorrem quando em algumas encostas naturais se apresentam blocos ou lascas de rocha intactos, resistentes ao intemperismo, que podem sofrer queda livre como resultado de chuvas intensas e prolongadas, o que provoca erosão e solapamento do material junto a suas bases;
5. Avalanche ou fluxo de detritos – As avalanches ou fluxos de detritos, conhecidos também como *debris flows*, são fenômenos classificados como desastres naturais pelo seu alto poder destrutivo e pelos danos que podem provocar. São movimentos de massa que se desenvolvem em períodos muito curtos e associados principalmente a períodos de chuva muito longos.

No intuito de ilustrar as classificações descritas anteriormente, o item seguinte trata da descrição dos tipos de movimentos de massa gravitacionais e os mecanismos de ruptura relacionados.

2.5.1 Tipos de movimentos de massa gravitacionais e mecanismos de ruptura associados

2.5.1.1 Quedas

Nas quedas, uma massa de qualquer tamanho (podendo ser de solo, rocha ou detritos) é separada de uma encosta íngreme ou escarpa, ao longo de uma superfície na qual ocorrem pequenos ou nenhum deslocamento cisalhante, com a massa descendendo principalmente através do ar por queda livre, dando saltos ou rolando. Estes movimentos são muito rápidos a extremamente rápidos

e podem, ou não, serem precedidos por movimentos menores levando à separação progressiva da massa desde sua fonte.

2.5.1.2 Tombamentos

Este tipo de movimento consiste na rotação frontal ou para frente da encosta, de uma unidade ou varias unidades (geralmente blocos de rochas), gerada sobre um ponto de pivô, sob ação da gravidade e forças exercidas pelas unidades adjacentes ou pela ação de fluidos nas fraturas, planos de fraqueza ou descontinuidades.

2.5.1.3 Escorregamentos

Este movimento consiste de tensões cisalhantes e deslocamentos ao longo de uma ou varias superfícies que são visíveis ou podem ser inferidas razoavelmente, dentro de uma zona relativamente estreita. O movimento pode ser progressivo; isto é, a zona cisalhante inicialmente pode não ocorrer simultaneamente sobre toda a superfície de ruptura, mas pode propagar-se a partir de uma área de ruptura local (fendas de tração, por exemplo).

A massa deslocada (podendo ser de rocha, solo ou detritos) pode deslizar para além da superfície original de ruptura e posicionar-se sobre o que tinha sido a superfície original do solo, criando uma superfície de separação.

Os escorregamentos foram subdivididos, desde a classificação realizada por Varnes (1958) em (a) aqueles nos quais os materiais envolvidos no movimento não estão grandemente deformados e consistem de uma ou poucas unidades e (b) aqueles onde o material está fortemente deformado ou que consistem em muitas unidades semi-independentes. Estes subtipos foram classificados como escorregamentos rotacionais e escorregamentos planares.

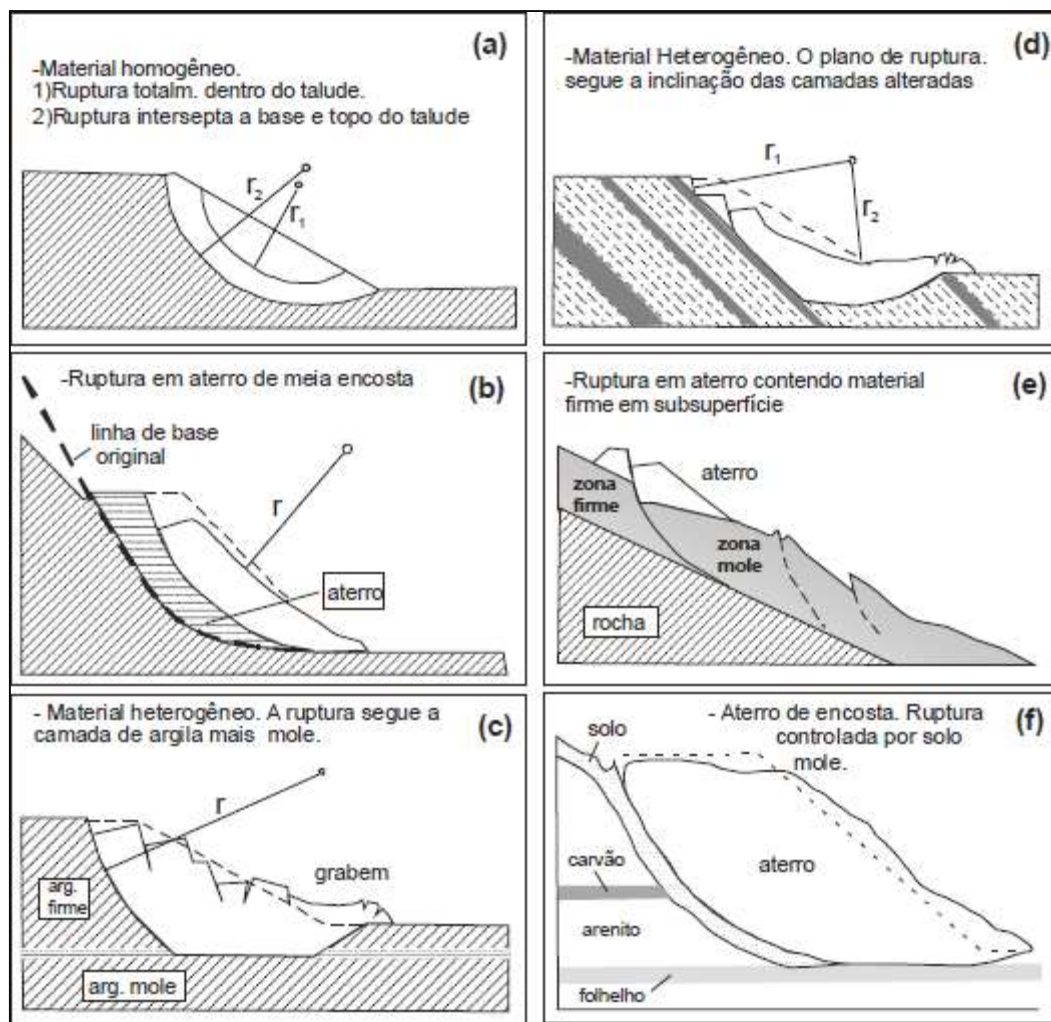
a) Escorregamentos rotacionais

São escorregamentos nos quais os materiais envolvidos no movimento não estão grandemente deformados e consistem de uma ou poucas unidades, neste caso litotipos, ocorrendo preferencialmente ao longo de superfícies de deslizamento internas. A superfície de ruptura se apresenta de forma curva com a concavidade voltada pra cima, com o detalhe de que as fissuras expostas após a movimentação são concêntricas em planta e côncavas na direção do

movimento. Na Figura 7 podem ser observados os tipos de escorregamentos rotacionais em diferentes materiais, descrito por Varnes (1978) e sintetizado por Ahrendt (2005), e os quais são descritos como:

- a) Ruptura do talude em material homogêneo;
- b) Ruptura em aterro de meia encosta;
- c) Material heterogêneo. A ruptura segue a camada de argila mais mole;
- d) Material heterogêneo. O plano de ruptura segue a inclinação das camadas alteradas;
- e) Ruptura em aterro contendo material firme em subsuperfície;
- f) Aterro de encosta. Ruptura controlada por solo mole.

FIGURA 7 – VARIEDADES DE ESCORREGAMENTOS ROTACIONAIS



FONTE: Tomado e modificado de Ahrendt (2005).

b) Escorregamentos translacionais

Nos escorregamentos translacionais a massa de rocha, solo ou detritos avança ou progride para fora do talude, no caso que o plano de ruptura estiver saindo na face da vertente, ou se desloca para abaixo e para fora do talude ao longo de uma superfície mais ou menos planar ou suavemente ondulada definidas por estruturas planares como superfícies de fraquezas geradas por falhas, juntas, planos de acamamento com variação de resistência ao cisalhamento entre os materiais das diferentes camadas ou ainda pelo contato solo-rocha.

Neste tipo de movimento, o material envolvido está fortemente deformado, e pode ser formado por muitas unidades semi-independentes.

Nos escorregamentos translacionais a água infiltrada a partir das precipitações pluviométricas, considerada como deflagradora de movimentos de massa deste tipo, não resulta apenas do fluxo de infiltração vertical da chuva, mas também de outras direções (paralela à vertente ou em ângulo diferente), gerando o aumento no lençol freático devido ao armazenamento interno de água subterrânea, ou pela distribuição progressiva entre as camadas com características de permeabilidade diferentes.

O mecanismo de redistribuição interna da água nos maciços é descrito por Ahrendt (2005) como:

a) Saturação pela base ou ascendente

Segundo Ahrendt (2005), ocorre quando dois o mais tipos de materiais com propriedades hidrogeológicas diferentes se encontram sobrepostos, o que gera uma barreira para movimentação descendente contínua da água dentro do maciço. Isto pode ser exemplificado como um substrato ou camada de material permeável sobre outro menos permeável (areias sobre siltes ou argilas) ou a presença de solo sobre rocha próxima à superfície. Nesta configuração, após um tempo de chuvas que consigam infiltrar nas camadas, tem-se o aumento do nível de água ou nível freático que causa a elevação da pressão neutra e, consequente, a ruptura do maciço. Cabe salientar que a ruptura vai depender da

distribuição e movimentação da água dentro do maciço e pode ocorrer algum tempo depois da ocorrência da chuva.

b) Saturação pelo topo ou descendente

Neste mecanismo a variável precipitação pluviométrica (chuva) é a responsável pela perda de resistência ao cisalhamento e diminuição da sucção existente em solos não saturados. Está diretamente relacionado à infiltração continua da água, a qual eleva a umidade do solo e, por consequência, diminui a sucção até gerar a ruptura. Este mecanismo vai depender das características de retenção de água dos materiais.

Em geral, este mecanismo está associado a encostas onde a coesão do solo tem um peso importante na forças resistivas de maneira a garantir a estabilidade dos taludes. As rupturas, nestes casos, podem ser resultado de chuvas muito prolongadas ou uma sequência de chuvas que consigam saturar a frente de umedecimento do solo. Estas causas vêm sendo estudadas de maneira significativa durante os últimos anos com o desenvolvimento da mecânica dos solos não saturados e as análises dos parâmetros envolvidos na perda de sucção.

2.5.1.4 Espalhamentos laterais

Nos espalhamentos, o modo dominante é a extensão lateral acomodada pelas fraturas de cisalhamento ou de tensão. Dois tipos podem ser distinguidos:

- 1) Os movimentos distribuídos resultam numa extensão global, mas sem uma superfície de controle basal cisalhante reconhecida ou bem definida ou zona de fluxo plástico. Estes parecem ocorrer predominantemente em rocha, especialmente nas cristas das vertentes;
- 2) Os movimentos podem envolver o fraturamento e a extensão de material coerente, tanto rocha como solo, devido à liquefação ou fluxo plástico do material subjacente.

2.5.1.5 Fluídos ou escoamentos

Varnes (1978) descreve que muitos exemplos de movimentos de encostas não podem ser classificados como quedas, tombamentos, escorregamentos ou espalhamentos. Em materiais inconsolidados, geralmente toma a forma de fluxos bastante óbvios, que podem ser rápidos ou lentos, assim como úmidos ou secos. Muito do que o autor descreve como movimentos distribuídos de fluxo, têm sido classificados como rastejo ou *creep*, tanto de rocha como de solo. Porém, o termo rastejo ou *creep* passou a ter um significado diferente para diferentes pessoas, e parece ser melhor evitar o termo ou usá-lo de uma maneira bem definida. Por tanto, o termo rastejo será considerado neste trabalho como simplesmente uma deformação contínua sob tensão constante, e que pela sua baixa velocidade são movimentos comumente imperceptíveis.

Os rastejos podem ser classificados em três estágios, sendo estes o primário (desaceleração), secundário (estável ou quase estável) e terciário (acelerando à falha) - certamente incluindo deformação perceptível nos estágios finais.

Porém, uma vez definidas as características de fluxos de muito baixa velocidade, e a qual caracteriza o movimento tipo rastejo, existe também outra denominação para aqueles cuja velocidade é maior.

Os movimentos distribuídos dentro dos detritos e solos são frequentemente reconhecidos com mais precisão como fluxos do que aqueles produzidos em rocha, devido a que os deslocamentos relativos dentro da massa de solo são comumente maiores e mais estreitamente distribuídos, e sua aparência geral é mais parecida como a de um corpo que se comportou como um fluido.

Os fluxos de detritos (*debris flows*), chamados também como fluxos de lama em outras classificações, são distinguidos por Varnes (1978) com base no tamanho das partículas. Isto é devido ao termo detrito, que denota material com um alto percentual de fragmentos grosseiros, enquanto o termo fluxo de lama (*mud flow*) é reservado ao fluído de solo consistindo de um material úmido o suficiente para fluir rapidamente, e que contém ao menos 50 por cento de

partículas tamanho areia, silte e argila. Os fluxos de detritos comumente resultam de precipitações intensas ou do descongelamento de neve ou solo congelado.

2.5.1.6 Movimentos complexos

Os movimentos complexos são, em grande parte, mais frequentes do que se pensa. É definido por Varnes (1878) como sendo o movimento que envolve uma combinação de dois ou mais tipos de movimentos principais, descritos anteriormente, sendo estes, tanto dentro de varias partes da massa movimentada, como nos diferentes estágios de desenvolvimento do movimento.

2.6 FATORES OU VARIÁVEIS CONDICIONANTES AOS MOVIMENTOS DE MASSA GRAVITACIONAIS

Os movimentos de massa, em geral, são desencadeados pela interação complexa de uma série de fatores, chamados de condicionantes, que facilitam a diminuição da resistência dos solos ou rochas e contribuem para a deflagração destes processos (FERNANDES et al. 2001; PINTO et al. 2013).

Varnes (1978) descreve que os processos envolvidos em movimentos de massa em geral compreendem uma continua série de eventos que vão desde a causa ao efeito. O autor também descreve que os deslizamentos são causados sob a influência de fatores geológicos, topográficos e climáticos que são comuns em grandes áreas.

Dentre as condições, ou agentes condicionantes, que podem deflagrar estes processos, Bigarella e Passos (2003) assinalam que estas dependem principalmente de fatores como estrutura geológica, declividades das vertentes e formas topográficas, regime de chuvas com ênfase em episódios pluviométricos intensos, vegetação e atividade antrópica. O autor também assinala que espessos mantos de intemperismo e a presença de níveis ou faixas impermeáveis, que atuam como planos de deslizamentos, também favorecem nas condições para que os movimentos de massa ocorram.

Fernandes et al. (2001) também sinala que os deslizamentos são condicionados por relações complexas entre fatores geológicos, entre os quais

se encontram as características lito-estruturais, tectónicas, geomorfológicas, climáticas, antrópicas, entre outros.

Autores como Kozciak (2005), Vieira et al. (2005) e Pinto et al. (2013) também sinalam que os principais condicionantes desencadeadores dos movimentos de massa se descrevem como condicionantes geológicos, pedológicos e geomorfológicos. Também descrevem o clima como sendo a condicionante pluviosidade e vegetação, além da ação ou condicionante antrópica

Na Tabela 7 apresentam-se os fatores condicionantes que Cruden e Varnes (1996) definiram num *checklist* de causas que influenciam os deslizamentos.

Da mesma maneira, Varnes (1978) também divide as causas dos deslizamentos em encostas em dois fatores: aqueles que contribuem para o incremento da tensão cisalhante e os fatores que contribuem para diminuir as forças cisalhantes. Esta divisão pode ser observada na Tabela 8.

TABELA 7 – *CHECKLIST* DE CONDICIONANTES OU CAUSAS DE DESLIZAMENTOS

Causas geológicas	a. Materiais pouco resistentes;
	b. Materiais sensíveis;
	c. Materiais alterados (Intemperizados);
	d. Materiais cisalhados;
	e. Materiais fissurados ou fraturados;
	f. Descontinuidade de massa orientada de forma adversa (acamamento, xistosidade, etc);
	g. Descontinuidade estrutural orientada de forma adversa (falhas, inconformidades, contatos, etc);
	h. Contraste na permeabilidade;
	i. Contraste na rigidez (rigidez, materiais densos sobre materiais plásticos).
(continua)	

TABELA 7 – CHECKLIST DE CONDICIONANTES OU CAUSAS DE DESLIZAMENTOS

(continuação)

Causas morfológicas	a. Elevações (soerguimento) tectônicas ou vulcânicas;
	b. Recuo glacial;
	c. Erosão fluvial do sopé da encosta;
	d. Erosão por ondas do sopé da encosta;
	e. Erosão glacial do sopé da encosta;
	f. Erosão das margens laterias;
	g. Erosão subterrânea (dissolução, <i>pipping</i>);
	h. Carregamento deposicional na encosta ou sua crista;
	i. Remoção da vegetação.
Causas físicas	a. Chuva intensa;
	b. Derretimento rápido de neve;
	c. Precipitações excepcionalmente prolongadas;
	d. Rebaixamentos rápidos (inundações e marés);
	e. Terremotos ou tremores;
	f. Erupções vulcânicas;
	g. Descongelamento;
	h. Intemperismo por congelamento-descongelamento;
	i. Intemperismo por contração-descontração.
Causas Humanas	a. Escavação da encosta ou seu sopé;
	b. Carregamento da encosta ou sua crista;
	c. Rebaixamento (de reservatórios);
	d. Desmatamento;
	e. Irrigação;
	f. Mineração;
	g. Vibração artificial;
	h. Vazamentos de água de

FONTE: Traduzido e modificado de Cruden e Varnes (1996).

TABELA 8 – CAUSAS DE MOVIMENTOS DE MASSA EM ENCOSTAS

Fator	Causa	Efeito
Aumento das tensões cisalhantes atuantes	Remoção de suporte lateral	Erosão, quedas, escorregamentos
	Sobrecarga (Natural e antrópica)	Peso da água de chuvas, neve, granizo. Colapso de material acumulado. Vegetação. Aterros, peso de edificações, peso de reservatórios e outras estruturas.
	Tensão transitória do solo (Sismos)	Escorregamento devido a vibrações. Mudanças das tensões do solo por explosões, maquinaria, etc.
	Inclinação regional	Aumento da declividade do relevo a partir da orogênese ou incremento regional do relevo
	Remoção de camadas subjacentes	Intemperismo subaéreo, mineração subterrânea, perda de material subjacente por lavado.
	Pressão lateral	Água em fraturas ou em cavernas, congelamento de água em fraturas, expansão como resultado de hidratação de argilas.
	Processos vulcânicos	Dilatação e deflação das paredes de vulcões
Diminuição das forças cisalhantes	Características iniciais do material. (textura, composição, estrutura bruta, geometria da encosta)	Características geomecânicas do material, estado de tensões iniciais, descontinuidades e orientação da encosta
	Mudanças devido ao intemperismo e outras reações físico-químicas	Desintegração física de rochas granulares, hidratação de minerais de argila, remoção de cimento por solução, etc.
	Mudanças na estrutura	Redução da coesão e ângulo de atrito. Mudanças no nível d'água. Intemperismo
	Causas miscelâneas	Enfraquecimento devido ao rastejo progressivo. Ação de animais e raízes

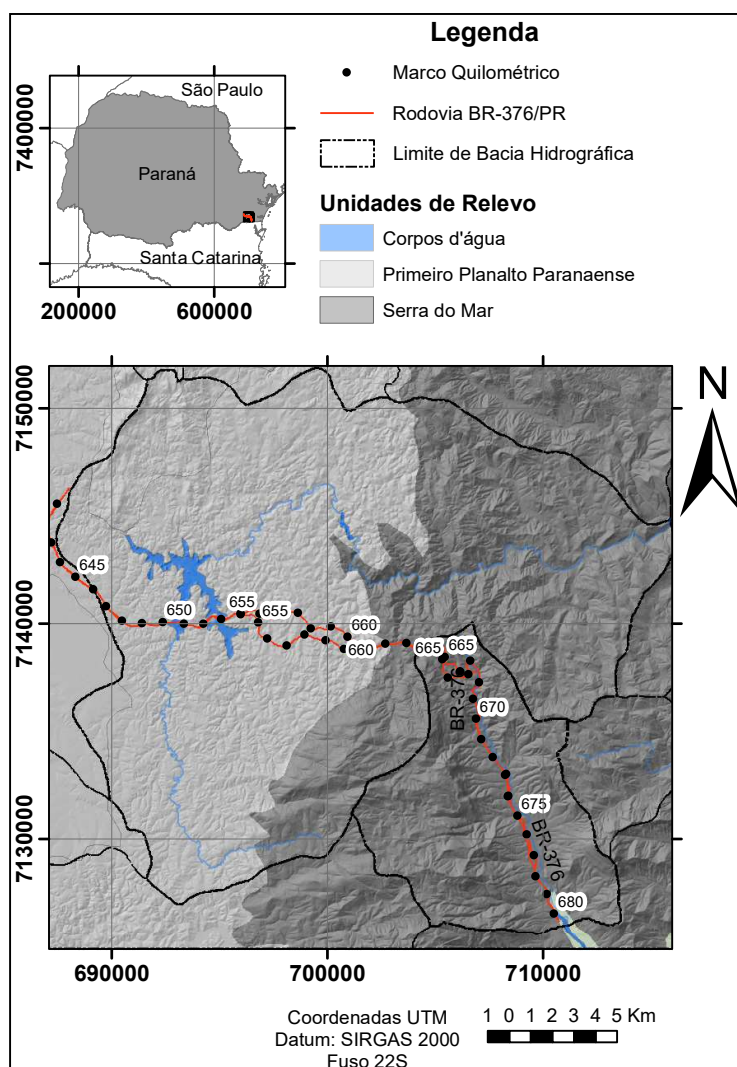
FONTE: Traduzido e modificado de Varnes (1978).

3 ÁREA DE ESTUDO

3.1 LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

A área de estudo localiza-se ao longo da rodovia federal BR-376/PR, no estado de Paraná, tendo como foco de estudo o trecho entre o pedágio de São José dos Pinhais e o pedágio de Garuva, mais especificamente entre o km 647 e o km 680, no quadrante de coordenadas UTM 22S 687.000 m E – 716.000 m E e 7.126.000 m S – 7.152.000 m S (Figura 8).

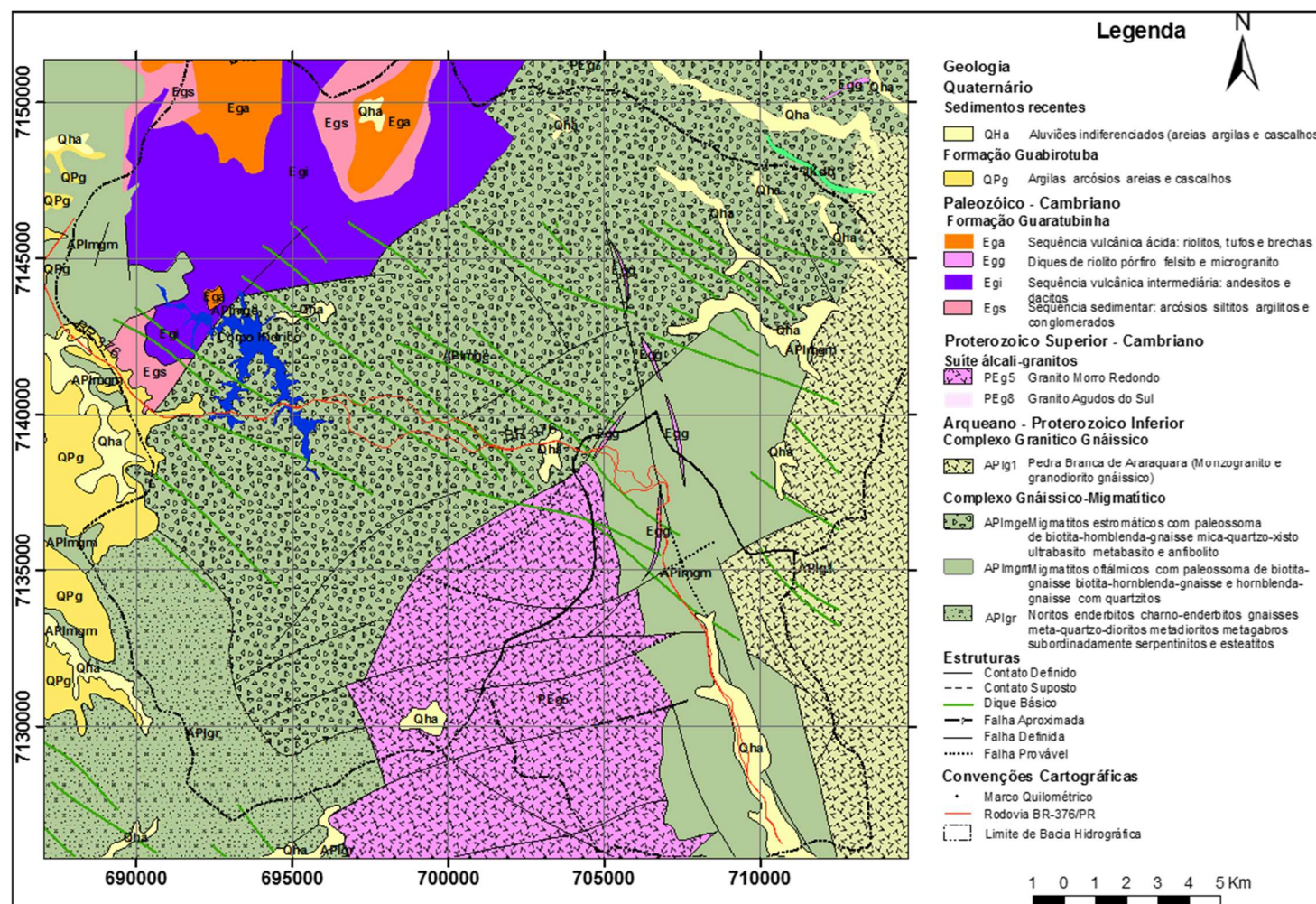
FIGURA 8 – MAPA DE LOCALIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO ONDE SE APRESENTAM OS LIMITES DAS UNIDADES DE RELEVO



FONTE: O autor (2017).

Esta rodovia cruza parte da sub-unidade morfo-escultural da Serra do Mar Paranaense (MINEROPAR, 2006) e apresenta como litologia predominante as rochas do Complexo Gnáissico-Migmatítico, denominado de Complexo Atuba (SIGA Jr. et al., 1995) de idade arqueana – proterozoico inferior, descritas como migmatitos estromáticos com paleosoma de biotita-hornblenda gnaiss, mica-quartzo xisto, ultrabasito metabasito e anfibolito; migmatitos oftálmicos, com paleosoma de biotita-gnaiss, biotita hornblenda gnaiss e hornblenda gnaiss, localmente com quartzitos. Também pode ser encontrado o Granito Morro Redondo, pertencente à Suite álcali-granito de idade proterozoico superior – cambriano, em contato de falha com os migmatitos ao oeste e com Pedra Branca de Araraquara a leste. Na área de estudo, também podem ser encontrados sedimentos de deposição fluvial (aluviões), com siltes, areias e cascalhos depositados em canais de barras e planícies de inundação, assim como aluviões indiferenciados, de idade quaternária – holocênica, além de colúvios e depósitos de talus de idade holocênica – recente (Figura 9) (MINEROPAR, 2005).

FIGURA 9 – MAPA GEOLÓGICO DA ÁREA DE ESTUDO



FONTE: Modificado de Mineropar(2005).

3.1.1 Clima

O Instituto Agrônomo do Paraná (IAPAR) apresenta o mapa de classificação climática do estado, fundamentado no sistema de classificação climática de Köppen o qual é baseado na vegetação, temperatura e pluviosidade e onde foi utilizada a série de dados deste instituto até o ano de 1998. No Paraná, podem ser observados dois tipos climáticos os quais se classificam como Clima subtropical (Cfa) e Clima temperado (Cfb)

De acordo com esta classificação, se descreve a seguir cada um destes tipos climáticos:

a) Clima Subtropical (Cfa)

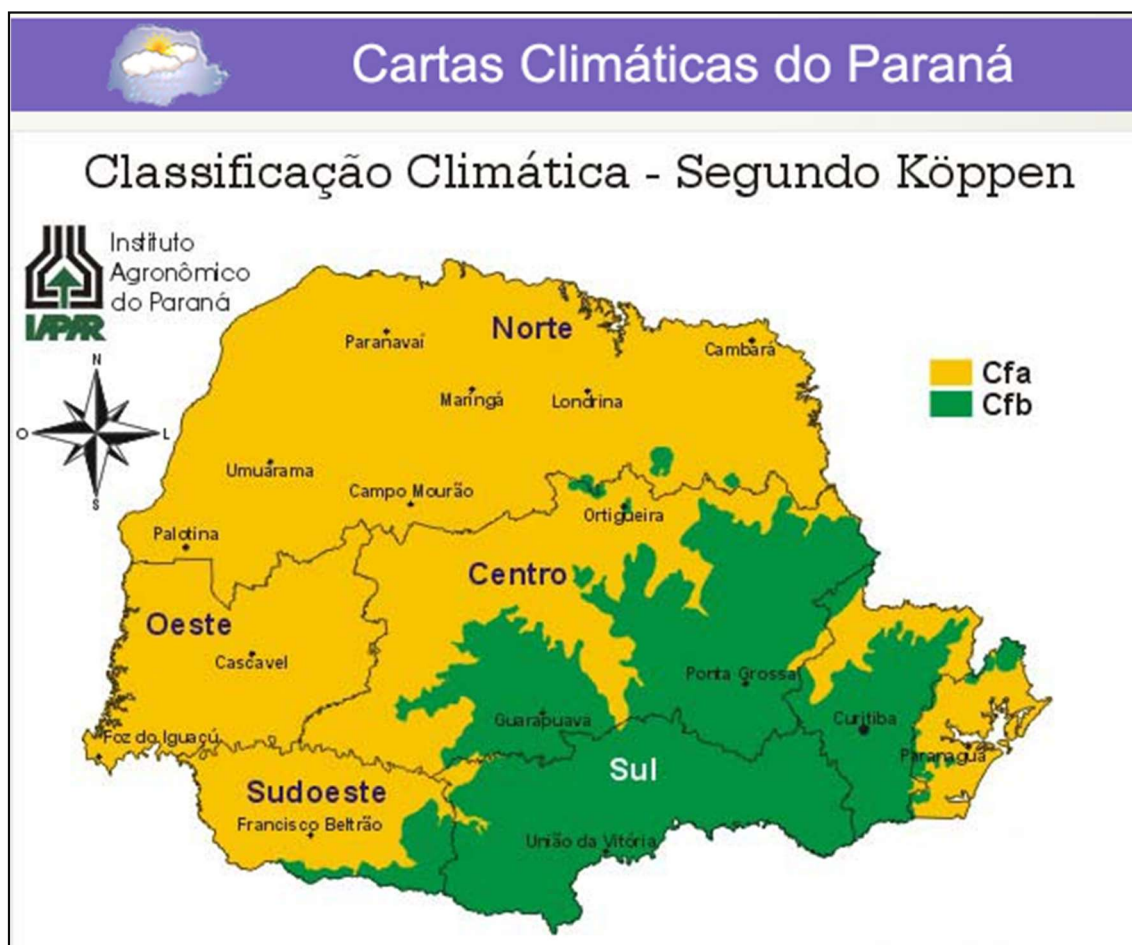
Apresenta temperatura média inferior aos 18°C (mesotérmico) no mês mais frio e temperatura média no mês mais quente acima dos 22°C, com verões quentes, geadas pouco frequentes e tendência de concentração das chuvas nos meses de verão, contudo sem estação seca definida.

b) Clima Temperado (Cfb)

Neste tipo de clima a temperatura média no mês mais frio é inferior aos 18°C (mesotérmico), com verões frescos, temperatura média no mês mais quente abaixo de 22°C e sem estação seca definida.

Localizando a área de estudo do presente trabalho em relação ao mapa apresentado pelo IAPAR (Figura 10), pode ser observado que o clima predominante na área corresponde ao Clima Temperado Cfb (IAPAR, 2017a).

FIGURA 10 – MAPA DE CLASSIFICAÇÃO CLIMÁTICA DO ESTADO DO PARANÁ



FONTE: Tomado de Instituto Agrônomo do Paraná (IAPAR, 2017a).

3.1.2 Precipitação

De acordo com o IAPAR (2017b), a área de estudo apresenta um regime de precipitação anual o qual se encontra entre três isoietas, com valores que estão compreendidos entre 1400 mm a 2500 mm como precipitação média anual (Figura 11). Também descreve que o trimestre mais chuvoso é composto pelos meses de dezembro, janeiro e fevereiro, com intervalos de valores entre 500 mm a 800 mm de precipitação média por mês. Já o trimestre mais seco é composto pelos meses de junho, julho e agosto com intervalo de precipitações entre 250 mm e 350 mm.

FIGURA 11 – MAPA DE PRECIPITAÇÃO MÉDIA ANUAL DO ESTADO DO PARANÁ



FONTE: Tomado de Instituto Agrônomo do Paraná (IAPAR) (2017).

3.1.3 Vegetação

De acordo com o Mapeamento da Floresta Atlântica do Paraná realizado pela Secretaria de Estado do Meio Ambiente e Recursos Hídricos (SEMA, 2002), a região apresenta diversos tipos de vegetação, sendo a Floresta Ombrófila Densa (Floresta Atlântica), a Floresta Ombrófila Mista e o Estepo Gramíneo-Lenhosa, as formações fitogeográficas principais (ITCG, 2009).

O clima temperado (Cfb) característico da região, assim como o regime de precipitações, a geologia, o tipo e espessura dos solos, assim como a altitude, favorecem o desenvolvimento destas diferentes formações fitogeográficas e suas diversas classes.

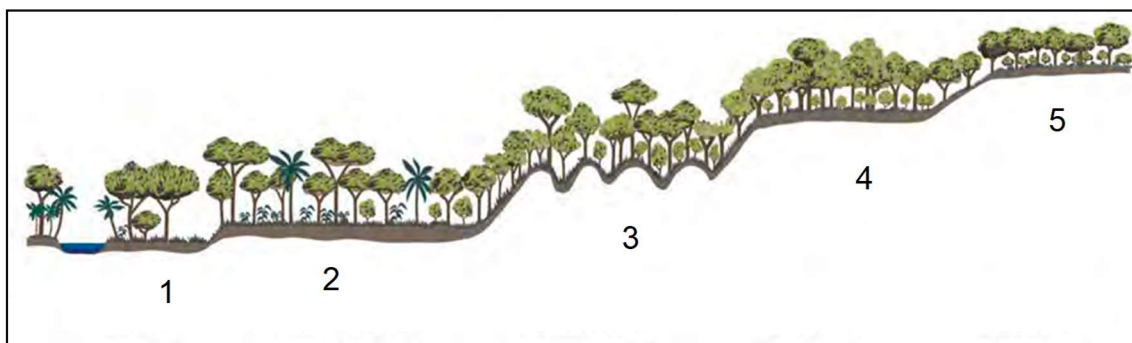
De maneira de definir estas formações fitogeográficas, pode-se citar que a Floresta Ombrófila Densa (FOD) apresenta como característica sua relação

com climas tropicais de elevada temperatura (médias de 25°C) e de alta precipitação, bem distribuídas durante o ano (de 0 a 60 dias secos), o que determina uma situação bioecológica praticamente sem período biologicamente seco (IBGE, 2012). O tipo de vegetação é caracterizado por fanerófitos – subformas de vida macro e mesofanerófitos, além de lianas lenhosas e epífitas em abundância, que o diferenciam de outras formações.

A Floresta Ombrófila Densa é subdividida em cinco formações, ordenadas de acordo à hierarquia topográfica, que condiciona fisionomias diferentes de acordo com a faixa altimétrica (IBGE, 2012). Entre estas formações encontram-se (Figura 12):

1. Formação aluvial – não condicionada topograficamente e apresenta sempre os ambientes repetitivos, dentro dos terraços aluviais dos flúvios;
2. Formação das terras baixas – situada em áreas de terrenos sedimentares do terciário/quaternário – terraços, planícies e depressões aplanadas não suscetíveis a inundações – com altitudes entre 5 m até em torno de 30 m;
3. Formação submontana – situadas nas encostas dos planaltos e/ou serras – com altitudes entre 30 m até em torno de 400 m;
4. Formação montana – situada no alto dos planaltos e/ou serras – com altitudes entre 400 m até 1000 m;
5. Formação alto-montana – situada acima dos limites estabelecidos para a formação montana.

FIGURA 12 – PERFIL ESQUEMÁTICO DA FLORESTA OMBRÓFILA DENSA



FONTE: Modificado de IBGE (2012).

LEGENDA: 1 Formação aluvial.
 2 Formação terras baixas.
 3 Formação submontana.
 4 Formação Montana.
 5 Formação alto-montana.

Quanto à Floresta Ombrófila Mista (FOM) também conhecida como “mata-de-araucária” ou “pinheral”, é um tipo de vegetação de Planalto Meridional, descrito assim por ser onde este tipo de vegetação ocorria com maior frequência. Segundo o IBGE (2012), o Planalto Meridional é considerado o atual “clímax climático” deste tipo de floresta, embora esta apresente disjunções florísticas em refúgios situados nas Serras do Mar e Mantiqueira.

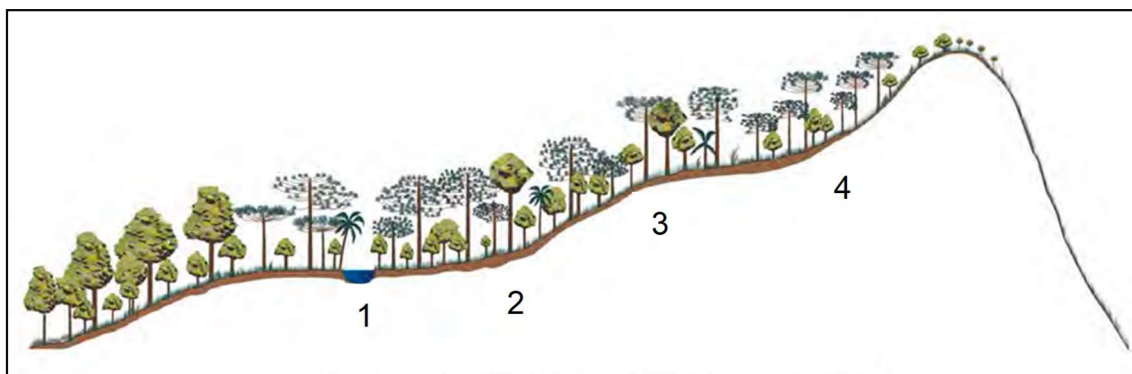
A composição florística deste tipo de vegetação, dominada por gêneros primitivos como *Drymide Araucaria* (australásicos) e *Podocarpus* (afro-asiático), sugere em face da altitude e da latitude do Planalto Meridional, uma ocupação recente a partir de Refúgios Alto-Montanos.

São identificadas quatro formações da Floresta Ombrófila Mista (Figura 13):

1. Formação aluvial – em terraços antigos associados à rede hidrográfica;
2. Formação submontana – constituindo disjunções em altitudes inferiores a 400 m;
3. Formação montana – situada aproximadamente entre 400 e 1000 m de altitude; e
4. Formação alto-montana – compreendendo as altitudes superiores a 1000 m.

As estepes neotropicais caracterizam-se como áreas de relevo plano ou suave ondulado, recobertas por vegetação herbácea contínua. Este nome foi adotado para os campos brasileiros distribuídos desde o contato com a região da Savana (Cerrado) nas imediações da cidade de Ponta Grossa (PR), a cerca de 25° Sul, até o extremo sul do País, onde se integram aos extensos Pampas sul-americanos (IBGE, 2012).

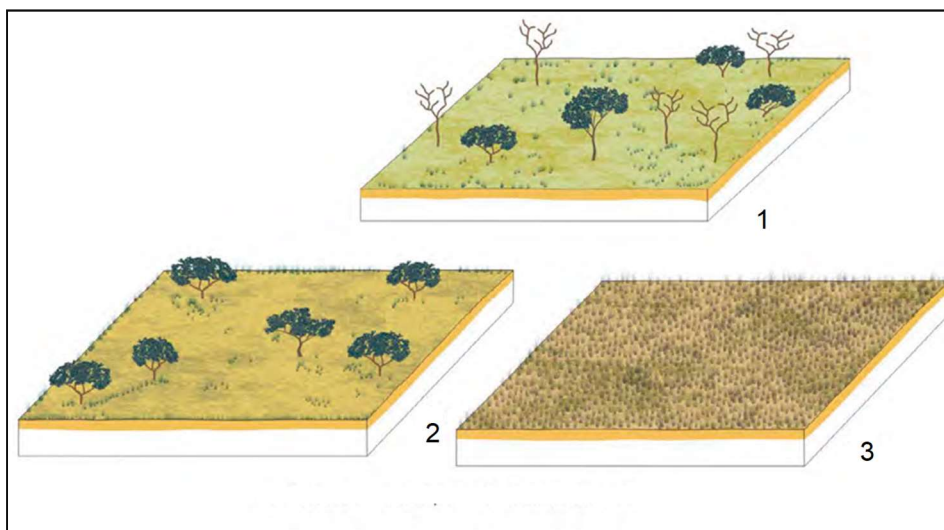
FIGURA 13 – PERFIL ESQUEMÁTICO DE FLORESTA OMBRÓFILA MISTA “MATA-DE-ARAUCÁRIA”



FONTE: Modificado de IBGE (2012).
 LEGENDA: 1 Formação aluvial.
 2 Formação submontana.
 3 Formação Montana.
 4 Formação alto-montana

A Estepe Gramíneo-Lenhosa é o tipo mais representativo dos campos do sul do Brasil. Apresenta um único estrato constituído de duas sinúsias: a dos hemicriptófitos e a dos geófitos. Ambas apresentam abundância de pilosidade das folhas e colmos, o que sugere ser adaptação à inclemência climática, tanto por ação dos ventos frios e secos hibernais, quanto por intensificação de rigor estival, especialmente em solos de arenito, litólicos ou extremamente pedregosos. A representação característica da estepe gramíneo-lenhosa esta representada na Figura 14.

FIGURA 14 – PERFIL ESQUEMÁTICO DOS ESTEPES.



FONTE: Modificado de IBGE (2012).
 LEGENDA: 1 Estepe arborizada.
 2 Estepe parque.
 3 Estepe gramíneo-lenhosa

3.2 GEOLOGIA

3.2.1 Descrição das unidades geológicas

A descrição das unidades geológicas, das mais antigas para as mais recentes encontra-se a seguir, e constam no Mapa Geológico preliminar apresentado na Figura 9.

3.2.1.1 ARQUEANO - PROTEROZÓICO INFERIOR

I. Complexo Gnáissico-Migmatítico

A denominação de Complexo Gnáissico-Migmatítico foi utilizada desde os trabalhos de compilação do Serviço Geológico Brasileiro, também conhecido como CPRM devido à sua razão social Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (1977), para este conjunto litológico, que praticamente domina a região leste do Paraná. Foi redefinido como Complexo Atuba por Siga Jr. et al. (1995), a partir do conceito original de Complexo Gnáissico-Migmatítico, às vezes designado Costeiro, da Comissão da Carta Geológica do Paraná.

De acordo com Mineropar (2004), trata-se de um conjunto de migmatitos estromatíticos, *augen-gnaisses*, gnaisses graníticos e fitados, rochas meta-ultrabásicas, anfibolitos e quartzitos. Ocorrem ainda gnaisses bandados, de origem migmatítica, com mesossoma de biotita-anfibólio-gnaisses e leucossoma de composição tonalito-granodiorítica. São frequentes intercalações de corpos anfibolíticos, por vezes granatíferos, bem como de xistos magnesianos, desde lentes centimétricas até corpos métricos. Feições relacionadas a uma segunda fase de migmatização, com mobilizados róseos (K-feldspato), concordantes ou não com o bandamento gnáissico são relativamente comuns.

A foliação NE-SW constitui o principal padrão estrutural, marcado pelo achatamento e estiramento dos minerais, caracterizada por uma foliação milonítica *S_n* com aspecto anastomosado e concentração máxima em N66°E/64°NW (MINEROPAR, 2004).

Existem poucos dados geocronológicos disponíveis neste domínio, limitados a sete análises de minerais pelo método K-Ar e oito de rocha total pelo método Rb-Sr. Algumas amostras de gnaisses e migmatitos dos arredores de Curitiba acusaram uma isócrona de 1.400 Ma, para uma razão inicial igual a 0,75, enquanto outras indicaram idades de 2.220 a 2.010 Ma, para uma razão inicial de 0,706 a 0,702, pelo método Rb-Sr. Análises de biotitas e anfibólios de gnaisses produziram idades brasileiras, dentro do intervalo de 650 a 560 Ma (MINEROPAR, 2004).

Os dados geocronológicos indicam que esta foliação foi desenvolvida durante o Neoproterozóico, possuindo caráter heterogêneo e não-coaxial, desenvolvida em regime dúctil e em condições físico-químicas da fácies xisto verde, zona da biotita até o limite inferior da fácies anfibolito.

3.2.1.2 PROTEROZÓICO SUPERIOR – CAMBRIANO

I. Suíte Álcali-Granitos

Ocorrem diversos corpos graníticos no setor sudeste do Paraná e nordeste de Santa Catarina, individualizados principalmente em projetos realizados na década de 1960 pela Comissão da Carta Geológica do Paraná e por Maack (1961) e, na década de 1970, pela CPRM.

Esses maciços graníticos apresentam dimensões variadas, constituindo desde pequenos *stocks* até batólitos, cujas denominações têm por base a toponímia regional onde ocorrem: Anhangava, Graciosa, Alto Turvo, Rio do Salto, Morro Redondo, Marumbi, Serra da Igreja e Agudos do Sul. Caracterizam-se pela natureza alcalina, textura equigranular e isotrópica, em contraste com a pronunciada foliação dos gnaisses e migmatitos encaixantes, com os quais os contatos são normalmente realizados através de zonas de falha. Na área de interesse ocorre apenas o Granito Morro Redondo.

II. Granito Morro Redondo

Este granito ocupa uma área de cerca 250 km², ocorrendo no extremo sudeste do Paraná, a oeste-noroeste de Garuva, com exposições equivalentes em território paranaense e catarinense. Distribui-se no âmbito do domínio Luís Alves, apresentando feições cataclásticas e miloníticas próximo às bordas. Foi identificado inicialmente por Maack (1961), sendo cartografado posteriormente por Treinet al. (1969) e Muratori et al. (1969), Albuquerque et al. (1971) e Fuck (1967).

De modo geral, observa-se a presença de fácies isotrópicas nas porções mais centrais e facies cataclasadas nas bordas. Os litotipos mais comuns apresentam granulação média, equi a inequigranulares, raramente porfiríticos, leucocráticos e de coloração cinza-clara. As rochas do granito do Morro Redondo apresentam normalmente textura granular hipidiomórfica, sendo constituídas por quartzo (5 - 30%), feldspato alcalino (20 - 60%, normalmente peritítico), plagioclásio (albita, 5 - 30%), biotita (0 - 10%), hornblenda (0 - 10%), anfibólios sódicos, piroxênios de Na-Ca (aegirina-augita), além de olivina. Os minerais acessórios mais comuns são titanita, apatita, rutilo, fluorita e opacos, e como

produtos de alteração ocorrem clorita, epidoto, muscovita e argilo-minerais. Na porção sul do granito de Morro Redondo ocorrem associadas rochas vulcânicas, de natureza alcalina (MINEROPAR, 2004).

Derrames vulcânicos de composição predominantemente ácida (riolitos) na porção norte do maciço de Morro Redondo, se estendem até alguns quilômetros a oeste do granito de Morro Redondo, mantendo a mesma identidade petrográfica e química. Ocorrem raros afloramentos de rochas vulcânicas intermediárias (andesitos e andesi-basaltos) e vulcânicas básicas (basaltos).

No entanto, as feições estruturais mencionadas na literatura são as deformações cataclásticas e miloníticas que ocorrem ao longo dos contatos da intrusão, evidenciando a sua origem sintectônica.

O método U-Pb em zircões forneceu uma idade de 589 +/- 37 Ma para a formação destas rochas, e o método Rb-Sr forneceu idades de 580 e 525 Ma, para uma razão inicial Sr^{87}/Sr^{86} de 0,710 e 0,723. As idades Sm-Nd indicam o intervalo de 2.100 - 1.850 Ma (ciclo Transamazônico), como principal para a diferenciação manto-crosta dos precursores crustais deste maciço granítico (MINEROPAR, 2004).

3.2.1.3 SEDIMENTOS RECENTES

I. Aluviões

Aluviões cobrem extensas regiões da Área do Programa Pró-Atlântica, com destaque para as proximidades de Curitiba, na bacia do Alto Iguaçu, em Morretes, nos vales do Rio Nhundiaquara e afluentes e ao longo dos tributários do Rio Cacatu, e ao longo das encostas inferiores da Serra do Mar. Nos vales dos Rios Nhundiaquara e São João, em que exibem grande expressão, a largura da faixa sedimentar recente atinge vários quilômetros. São constituídos por sedimentos de deposição fluvial, predominando termos arenosos e leitos de cascalho. Aos aluviões, associam-se depósitos de várzea e de talude. Os primeiros são depósitos de sedimentos inconsolidados, de pequena espessura, aparecendo em áreas restritas ao longo de alguns rios, sendo constituídos por

siltos e argilas, em parte turfosos e com areias de diversas granulações, aparecendo também leitos de cascalho, onde predominam seixos de quartzo e quartzito, bem selecionados e arredondados, indicando transporte efetivo. Estes aluviões também têm idade holocênica.

3.2.1.4 DEPÓSITOS AINDA NÃO RELACIONADOS NO MAPA GEOLÓGICO

I. Colúvios

Sob a denominação colúvios incluíram-se sedimentos associados as vertentes da serra, nos quais não se observam evidências de transporte por fluxos de baixa viscosidade (ANGULO, 2004). Trata-se de sedimentos predominantemente finos, com proporções variáveis de areia e seixos, geralmente, sem estruturas. Os seixos podem estar dispersos na matriz ou concentrados em níveis ou linhas (*stonelines*). É frequente a ocorrência de mais de um colúvio superposto, com características texturais, ou de coloração diferentes, podendo ocorrer solos enterrados (ANGULO, 2004). Alguns colúvios parecem ter sido originados por processos de movimentos de massa lentos, envolvendo o manto de intemperismo, porém, as linhas de seixos e os solos enterrados atestam a complexidade de sua evolução (ANGULO, 2004).

II. Depósitos de Tálus

Os depósitos de tálus (Qt) são observados ao longo das escarpas principais da Serra do Mar, constituídos de blocos angulares e subarredondados de diversos tamanhos, imersos em matriz siltica ou argilosa, sem estruturas sedimentares. Estes depósitos caracterizam-se por datar do Holoceno. No sopé das vertentes mais íngremes da serra, frequentemente ocorrem acúmulos de sedimentos, cujas superfícies de deposição formam rampas de forte inclinação. Essas rampas não apresentam evidências de processos fluviais, ocorrendo aparentemente um predomínio do processo de queda de detritos. Os sedimentos que formam essas rampas íngremes foram interpretados como depósitos de tálus (ANGULO 1992b, 1995, 2004).

4 MATERIAIS E MÉTODOS

4.1 MATERIAIS

Entre os materiais utilizados para a realização desta análise se encontra uma base cartográfica a escala de 1:25.000, retirada das cartas topográficas MI-2857-4-NE, MI-2857-4-SE, MI-858-3-NO, MI-2858-3-SO (DSG, 2002(a,b,c,d)), correspondentes à área de estudo, entre os municípios Tijucas do Sul e Guaratuba, onde encontra-se inserida a BR-376/PR e abrangendo uma área de 790 km² aproximadamente.

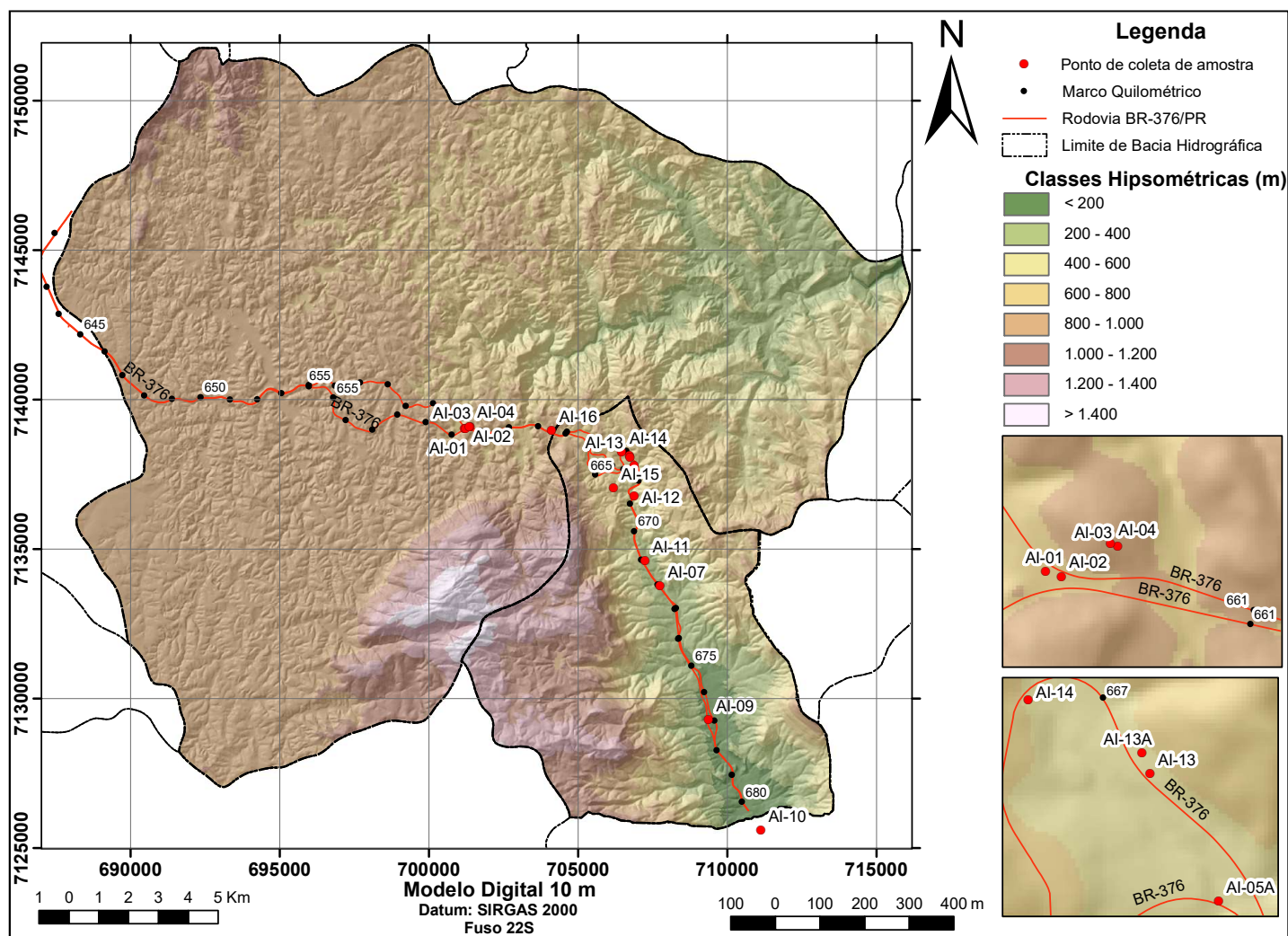
Esta base cartográfica constou de curvas de nível, rede hidrográfica e pontos cotados dispostos em formato de *shapefiles* para serem usados no *software* ArcMap de ArcGIS, no intuito de gerar o modelo digital de Terreno necessário para obtenção de mapas temáticos de atributos topográficos tais como declividade, planos de curvatura, sombreamento, entre outros.

Também foram utilizados os resultados de ensaios de laboratório de 15 pontos de investigação onde foram coletadas amostras deformadas e indeformadas, ao longo do traçado da BR-376/PR, para obtenção de parâmetros geotécnicos, tais como: densidade real dos solos, análise granulométrica, limites de Atterberg, umidade natural, ângulo de atrito e intercepto coesivo.

A estratégia para escolha dos pontos de investigação geotécnica, onde foram coletadas as 15 amostras, foi definida inicialmente pela identificação das diferentes unidades constantes no mapa geológico em escala 1:100.000 (Figura 9) e em visitas a campo. Dados de sondagens a percussão e projetos geotécnicos existentes, fornecidos pela concessionária do trecho da rodovia em estudo, também auxiliaram na identificação e localização prévia dos depósitos de solos coluvionares e áreas de aterro, assim como de escorregamentos prévios.

A locação dos pontos de investigação (Figura 15) foi limitada à área próxima das margens da rodovia BR-376/PR, devido à dificuldade de acesso pela densa vegetação e topografia acidentada, características da Serra do Mar.

FIGURA 15 – MAPA DE LOCAÇÃO DAS AMOSTRAS INDEFORMADAS



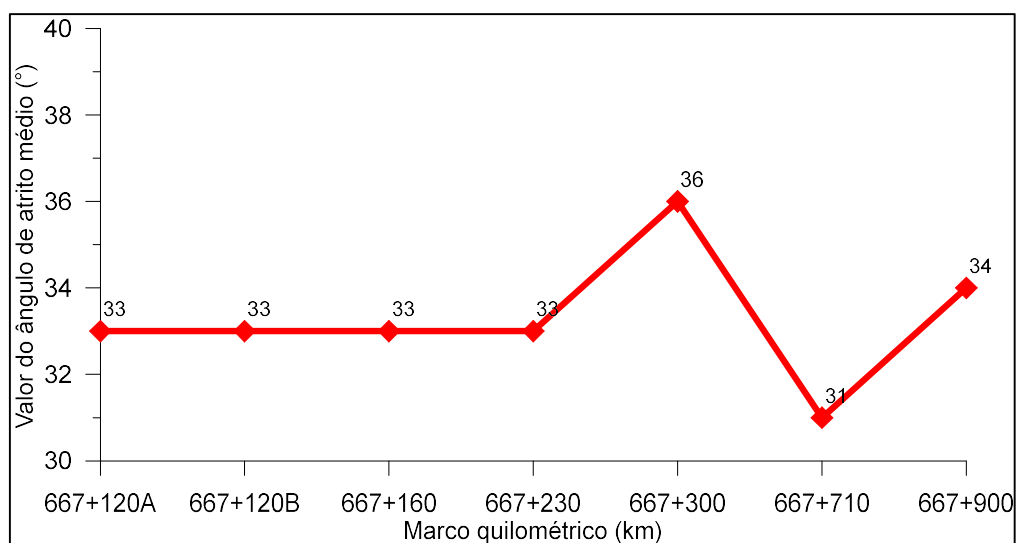
FONTE: O autor (2017).

Conforme se verifica na Figura 15, buscou-se distribuir a investigação geotécnica ao longo da área de estudo, de modo a aumentar a representatividade das mesmas, sendo o trecho mais densamente amostrado aquele em que as declividades se apresentaram mais acentuadas. Cabe salientar que o solo possui um processo de formação natural que torna suas propriedades altamente dependentes dos processos geológicos atuantes em sua gênese e, em função disto, os parâmetros definidos para cada tipo de solo carregam certa variabilidade intrínseca, decorrente da heterogeneidade do material.

Os resultados obtidos a partir dos ensaios de laboratório realizados serviram de base para a obtenção dos parâmetros necessários a serem utilizados na Equação 15, correspondente ao cálculo do fator de segurança.

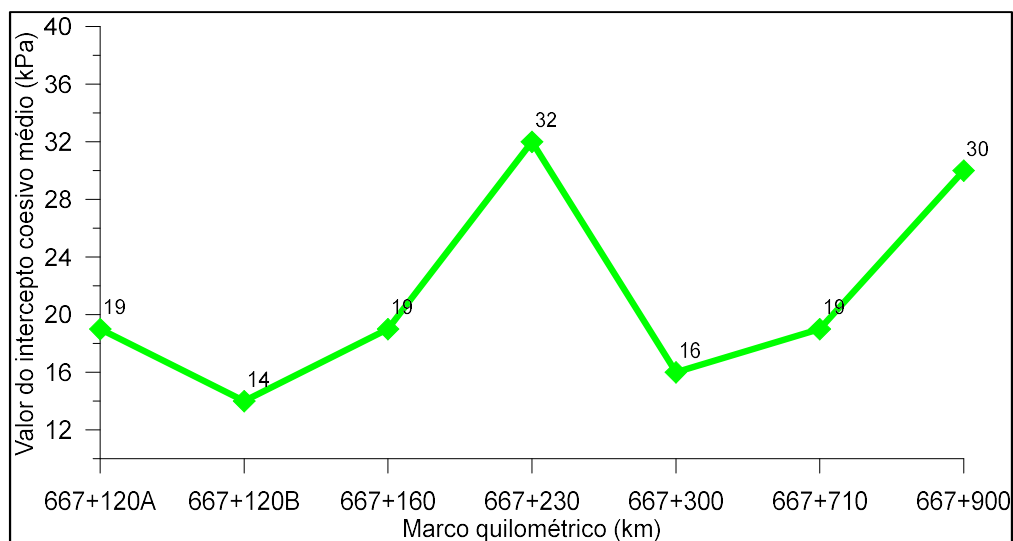
Para a determinação do ângulo de atrito interno e do intercepto coesivo também foram considerados os dados de Vaz (2014) no qual estes parâmetros foram calculados a partir de estudos de sondagens SPT em sete trechos ao longo da rodovia. A Figura 16 apresenta os valores de ângulo de atrito médio apresentado nas análises e a Figura 17 os valores do intercepto coesivo ou coesão média.

FIGURA 16 – VALORES DE ÂNGULO DE ATRITO MÉDIO DOS LOCAIS AMOSTRADOS NO KM 667



FONTE: Modificado de Vaz (2014).

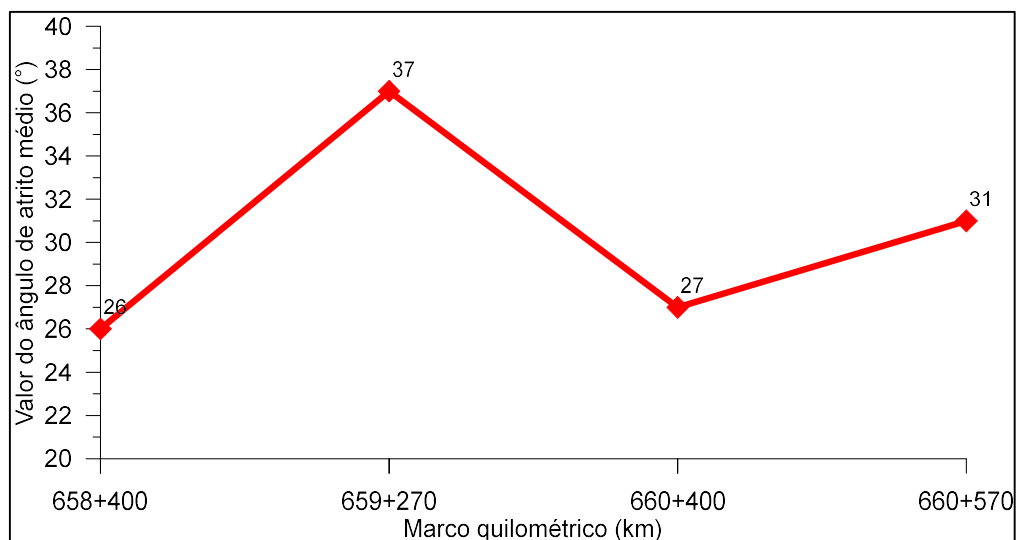
FIGURA 17 – VALORES DE INTERCEPTO COESIVO MÉDIO DOS LOCAIS AMOSTRADOS NO KM 667



FONTE: Modificado de Vaz (2014).

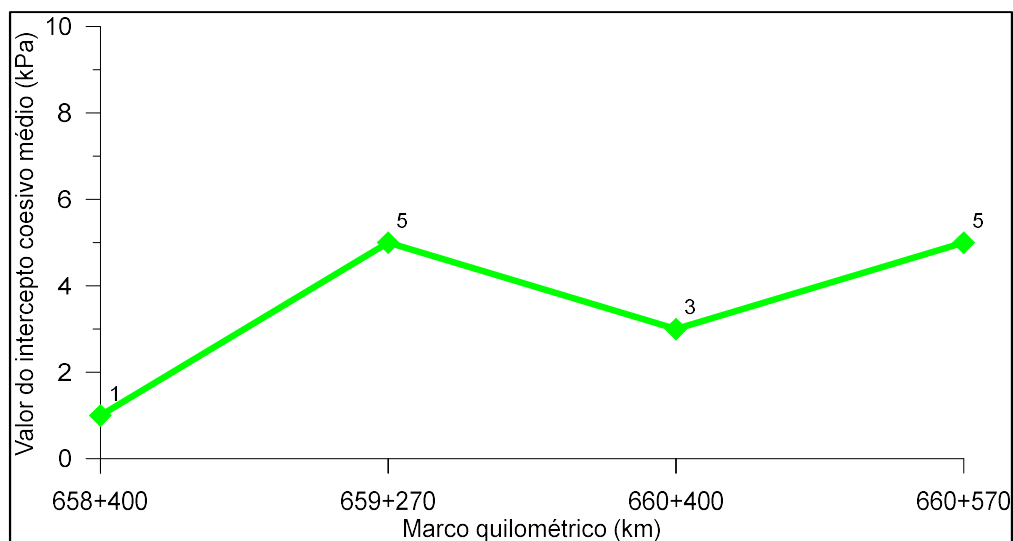
Foram também tomados em consideração os dados obtidos por Millán (2015) referente ao ângulo de atrito e intercepto coesivo, calculados a partir dos valores obtidos em quatro sondagens SPT, realizados em diversos pontos do trecho em estudo. Na Figura 18 e Figura 19 apresentam-se os valores médios para cada marco quilométrico considerado no estudo de Millán (2015).

FIGURA 18 – VALORES DE ÂNGULO DE ATRITO MÉDIO DOS LOCAIS AMOSTRADOS ENTRE OS KM 658 E KM 661



FONTE: Modificado de Millán (2015).

FIGURA 19 – VALORES DE INTERCEPTO COESIVO MÉDIO DOS LOCAIS AMOSTRADOS ENTRE OS KM 658 E KM 661



FONTE: Modificado de Millán (2015).

Foram tomados da bibliografia valores tais como o peso das árvores (σ_a), a partir do trabalho de Wolle e Pedrosa (1981), na qual os autores determinaram o valor em torno aos 3 kPa para região da Serra do Mar (KOZCIAK, 2005).

Quanto à força exercida pelo vento nas copas das árvores (σ_{ve}), se têm a referencia de Nunes (2002), onde ele determina que o valor desta força atinja 1 kPa. Este valor foi calculado no município de Morretes e tomado como referência para esta região, devido às semelhanças da vegetação e à proximidade entre as localidades.

Os parâmetros correspondentes às zonas saturadas e não saturadas do solo foram variáveis a considerar, visto que se previu a mudança destas para gerar diversos cenários com respeito às diferentes estações e variação climática que se apresentam durante o regime anual de precipitações.

Como mencionado anteriormente, entre os fatores deflagrantes de movimentos em massa ou escorregamentos, encontra-se a precipitação. Para valores reais da ocorrência destes eventos na área, foram instalados seis (06) pluviógrafos com uma unidade de armazenamento de dados, e transmissão via celular. A locação destes instrumentos encontra-se distribuída entre o primeiro planalto paranaense, a transição deste com a Serra do Mar e o sopé da Serra. Na Figura 20 pode-se observar a distribuição destes instrumentos e sua

localização. Cabe salientar que os instrumentos foram colocados perto das margens da rodovia, entre a faixa de domínio, para ter fácil acesso a estes, com o propósito de facilitar a realização da manutenção e descarga dos dados nos momentos de visita, além da verificação de funcionamento.

As informações detalhadas sobre a localização destes instrumentos e as principais características encontram-se descritas na Tabela 9, assim como a vista parcial da localização dos instrumentos instalados (Figura 21). Pode ser observado que os instrumentos foram instalados ao longo de diferentes altitudes/cotas do trecho da Serra do Mar, buscando assim identificar diferentes comportamentos e eventos de chuva ao longo de sua extensão. Também pode ser observada a localização relativa quanto à pista e o lado da pista no qual foi instalado, sendo as siglas LD correspondente ao lado direito e LE correspondente ao lado esquerdo da pista, no sentido do fluxo.

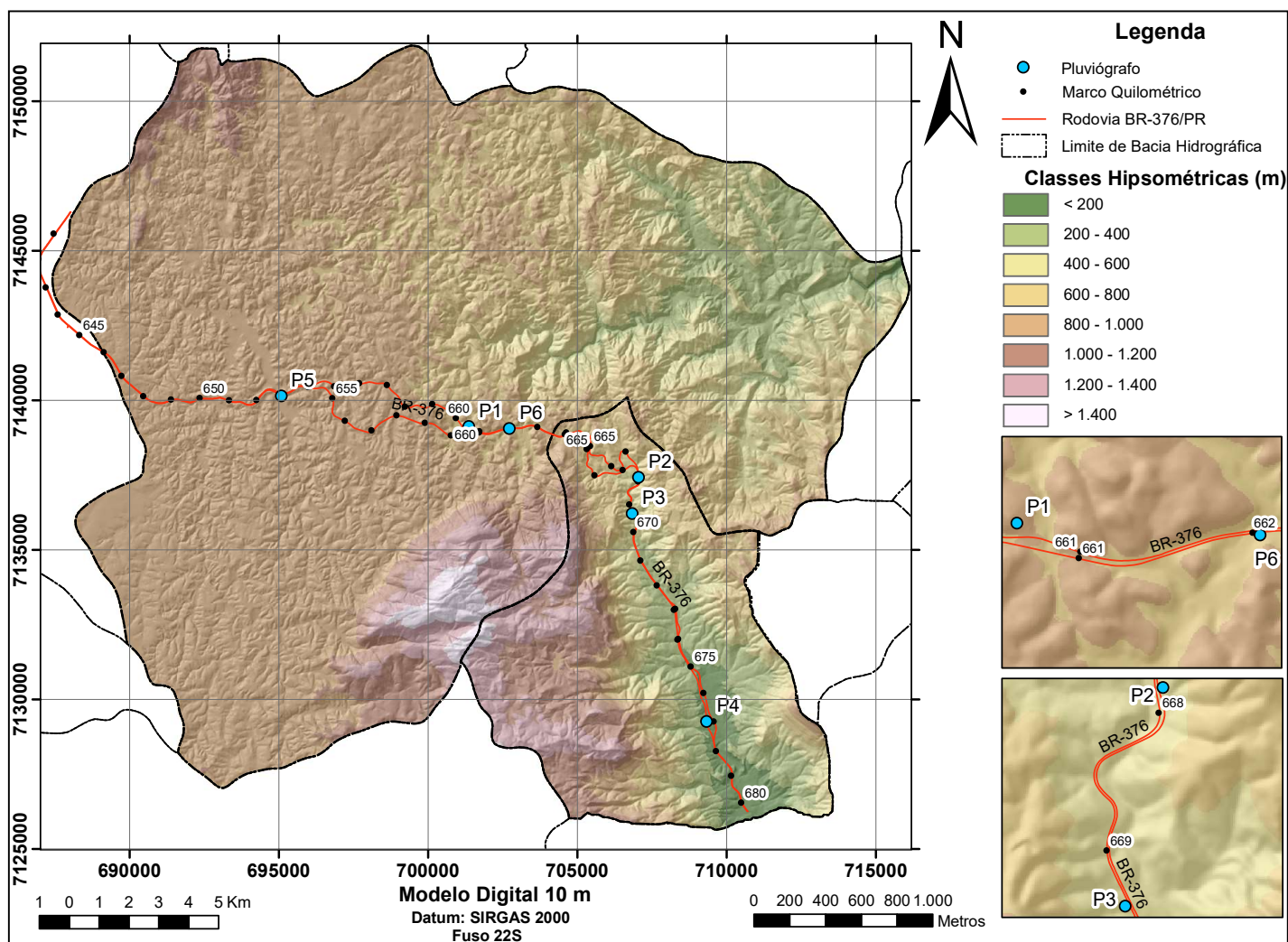
Neste trabalho utilizou-se a base de dados gerada por estes instrumentos desde o início de operação (Tabela 9) até o dia 28 de fevereiro de 2017, tendo como média, três anos de registros de precipitações.

TABELA 9 – LOCALIZAÇÃO DOS PLUVIÓGRAFOS INSTALADOS NA BR-376/PR COM O RESUMO DAS PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS

Instrumento	P1	P2	P3	P4	P5	P6
Identificação Datalogger	5G0E2968	5G0E2969	5G0E2971	5G0E2970	5G0D2249	5G0D2250
Coordenadas X (E) (m)	0701387	0707073	0706862	0709353	0695105	0702744
Coordenadas Y (S) (m)	7139099	7137405	7136189	7129240	7140121	7139033
Altitude (m)	800	544	469	190	864	790
Marco (km)	660+570	667+900	669+300	676+800	652+900	662+000
Pista	Sul – LD	Norte – LD	Sul – LD	Sul – LE	Sul – LD	Sul – LD
Início de operação	12/03/2014	12/03/2014	27/02/2014	28/02/2014	09/09/2014	09/09/2014

FONTE: O autor (2017).

FIGURA 20 – MAPA DE LOCAÇÃO DOS PLUVIÓGRAFOS INSTALADOS NA BR-376/PR



FONTE: O autor (2017).

FIGURA 21 – VISTA PARCIAL DA LOCALIZAÇÃO DOS PLUVIÓGRAFOS INSTALADOS



P5



P1



P6



P2



P3



P4

FONTE: O autor (2017).

Quanto aos dados para realização da análise e localização de escorregamentos, foram tomados os dados fornecidos pela concessionária da rodovia BR-376/PR as localizações de 16 pontos de escorregamentos, os quais foram verificados através do histórico de imagens disponíveis no *software Google Earth®*. Os pontos e coordenadas UTM destes encontram-se na Tabela 10.

TABELA 10 – LOCALIZAÇÃO DOS ESCORREGAMENTOS OCORRIDOS NA REGIÃO

Sequência	Data	Terrapleno		Coordenada Leste (m)	Coordenada Sul (m)
		PNV (2009) (km)	Pista		
1	19/02/2014	651+870	Norte	694205	7139974
2	17/03/2014	662+950	Sul	703637	7138985
3	03/04/2014	675+830	Sul	709084	7130320
4	08/06/2014	617+300	Norte	683349	7168133
5	08/06/2014	627+950	Norte	685959	7157958
6	08/06/2014	637+170	Norte	688163	7149050
7	03/03/2015	625+750	Sul	684683	7159864
8	19/02/2015	643+270	Sul	687013	7143344
9	12/03/2015	669+000	Sul	706734	7136495
10	13/03/2015	670+280	Sul	706945	7135302
11	29/12/2015	641+800	Norte	687120	7144872
12	25/11/2015	657+200	Norte	698778	7140337
13	20/11/2015	660+267	Sul	701002	7138972
14	30/10/2015	675+820	Norte	709462	7130512
15	01/08/2016	658+370	Sul	699315	7139399
16	20/07/2016	672+757	Sul	708052	7133141

FONTE: O autor (2017).

Quanto ao acúmulo e intensidade para a ocorrência de escorregamentos, autores como Bordoni et al. (2015) descrevem que para que estes processos sejam deflagrados ou ativados, é necessário entre 20 % e 25 % da média acumulada anual.

4.2 MÉTODOS

Os métodos adotados para o desenvolvimento deste trabalho consistiu de quatro etapas gerais, definidas como:

- Etapa de escritório;
- Etapa de laboratório;
- Etapa de campo; e
- Etapa de compilação de resultados, tratamento e análises.

Entre as atividades realizadas na etapa de escritório pode ser descrita a revisão da literatura para definição de conceitos e bases teóricas através de estudos existentes, preparação da base cartográfica em meio digital, definição da área e preparação de mapas temáticos, assim como a programação, em meio digital, da equação de fator de segurança para geração do modelo.

Na etapa de laboratório, foram realizados os ensaios para determinação dos parâmetros geotécnicos dos solos da área de estudo, segundo os métodos descritos no item 4.2.1 do presente capítulo.

Na etapa de campo, foram realizadas visitas periódicas à região de estudo para verificar o funcionamento dos pluviógrafos instalados, assim como para validar os mapas temáticos obtidos. A periodicidade das visitas foi estabelecida a razão de uma vez por mês.

Por último, todos os dados foram compilados e analisados, de maneira a integrar as diversas informações obtidas em ambiente de Sistemas de Informação Geográfica (SIG), para realizar a espacialização destes parâmetros, obtendo assim, os mapas de índice de fator de segurança.

Cabe salientar que as etapas do trabalho foram realizadas de forma paralela (em alguns casos), não obedecendo a uma ordem cronológica exata para a realização desta pesquisa.

Na sequência se apresentam os métodos utilizados para desenvolver a pesquisa, de acordo com as normas e regulamentos existentes na literatura para os ensaios de laboratório, assim como os passos seguidos para a obtenção dos mapas temáticos.

4.2.1 Obtenção de parâmetros geotécnicos da área de estudo

No intuito de descrever as características físicas e mecânicas dos solos encontrados ao longo do trecho em estudo, foram realizados ensaios de caracterização geotécnica em 15 amostras, tanto deformadas como indeformadas, coletadas em diversos pontos considerados de interesse. Esta caracterização envolveu a análise granulométrica, limites de consistência ou limites de Atterberg, densidade real do solo, umidade natural e permeabilidade saturada *in situ*, seguindo as orientações prescritas em normas estabelecidas pela ABNT, com exceção da determinação da densidade real dos solos a qual foi conduzida conforme a norma e procedimentos estabelecidos no DNER-ME 093 (1994). Também foram realizados ensaios especiais como a determinação do ângulo de atrito interno do solo e intercepto coesivo, seguindo a norma britânica BS-1377-7 (1990) e BS-1377-8. A preparação destas amostras para serem realizados os ensaios de caracterização foi realizada de acordo com a norma NBR 6452 (ABNT, 1986).

4.2.1.1 Análise Granulométrica

A análise granulométrica efetuada nas amostras indeformadas coletadas no trecho, seguiram os procedimentos estabelecidos conforme a NBR 7181 (ABNT, 1984a), sendo realizada por combinação de sedimentação e peneiramento. Para classificar o tipo de solo representativo da amostra foi utilizada a norma NBR 6502 (ABNT, 1995) a qual define ou classifica os solos de acordo com sua granulometria.

4.2.1.2 Limites de Atterberg

Para serem obtidos os limites de Atterberg (limite de liquidez e limite de plasticidade) foram realizados os procedimentos descritos nas normas NBR 6459 (ABNT, 1984b) e NBR 7180 (ABNT, 1984c) respectivamente (Figura 22). Para realizar o cálculo de Índice de Plasticidade e posterior localização dos pontos na carta de plasticidade, foi utilizada a Equação 16 estabelecida na norma NBR 7180 (ABNT, 1984c), onde:

$$IP = LL - LP \quad (16)$$

Sendo:

IP = Índice de plasticidade

LL = Limite de liquidez

LP = Limite de plasticidade

Os resultados finais destes cálculos foram expressos em porcentagens.

Com base nos valores de Índice de Plasticidade e Limite de Liquidez obteve-se a carta de plasticidade que mostra qual é a característica de cada uma das amostras e relação aos eixos do gráfico. Esta carta tem a característica de apresentar uma linha chamada de linha A, expressa pela Equação 17 e que separa as argilas ou solos argilosos dos siltes ou solos siltosos. Outra das linhas presentes na carta de plasticidade é a linha B, que separa os solos em solos de baixa compressibilidade e de baixa a média plasticidade ($LL < 50\%$) e os solos compressíveis e muito plásticos ($LL > 50\%$).

$$IP = 0,73 * (LL - 20) \quad (17)$$

FIGURA 22 – ENSAIOS DOS LIMITES DE ATTERBERG



FONTE: O autor (2017).

LEGENDA: a) Limite de liquidez.
b) Limite de plasticidade.

4.2.1.3 Densidade real do solo

A determinação da densidade real dos solos foi realizada com base na norma DNER-ME 093/94 (1994), a qual estabelece os procedimentos a seguir em relação à aparelhagem, cálculos e obtenção do resultado.

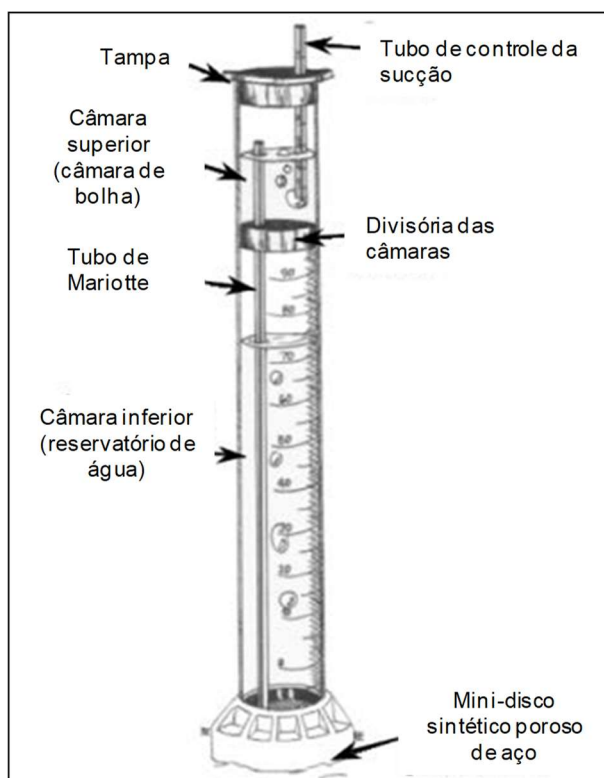
4.2.1.4 Umidade Natural

Para a determinação da umidade natural dos solos foram seguidos os procedimentos estabelecidos na norma NBR 6457 (1986), a qual prescreve o método para obtenção do teor de umidade de solos em laboratório.

4.2.1.5 Condutividade hidráulica

O ensaio de condutividade hidráulica *in situ* foi realizado com um infiltrômetro tipo *Mini Disc* da Decagon Devices (Figura 23), nos locais de coleta de amostra indeformada, uma vez retirados os blocos. O método utilizado neste ensaio foi a medição da quantidade de água que infiltrou no solo, registrando o volume de água inicial e o tempo que demorou em atingir o volume final. Para isto, as câmaras superiores e inferiores do instrumento são preenchidas com água, sendo que a câmara superior faz o controle da sucção aplicada e a inferior é utilizada como reservatório graduado para aferir a água que infiltrará no solo (VICTORINO, 2015).

FIGURA 23 – ILUSTRAÇÃO DO INFILTRÔMETRO TIPO *MINI DISC*



FONTE: Modificado de Victorino (2015)

Fatehnia et al. (2014) descrevem que a área medida por este tipo de método é pequena, devido a limitações do tamanho do disco do infiltrômetro, e a profundidade do ensaio é relativamente superficial. Porém, é principalmente utilizado para medir as propriedades hidráulicas da camada superficial do solo. Os autores também sinalam que, ao contrário de alguns outros dispositivos que apenas medem o fluxo sob condições embutidas ou saturadas (como por exemplo, o permeâmetro de anel duplo), o infiltrômetro tipo disco de tensão é capaz de medir a condutividade hidráulica não saturada do solo. Cabe salientar que, para medir a condutividade hidráulica saturada do solo, deve ser exercida sobre a superfície deste um potencial negativo (sucção).

4.2.1.6 Determinação do ângulo de atrito interno do solo e intercepto coesivo

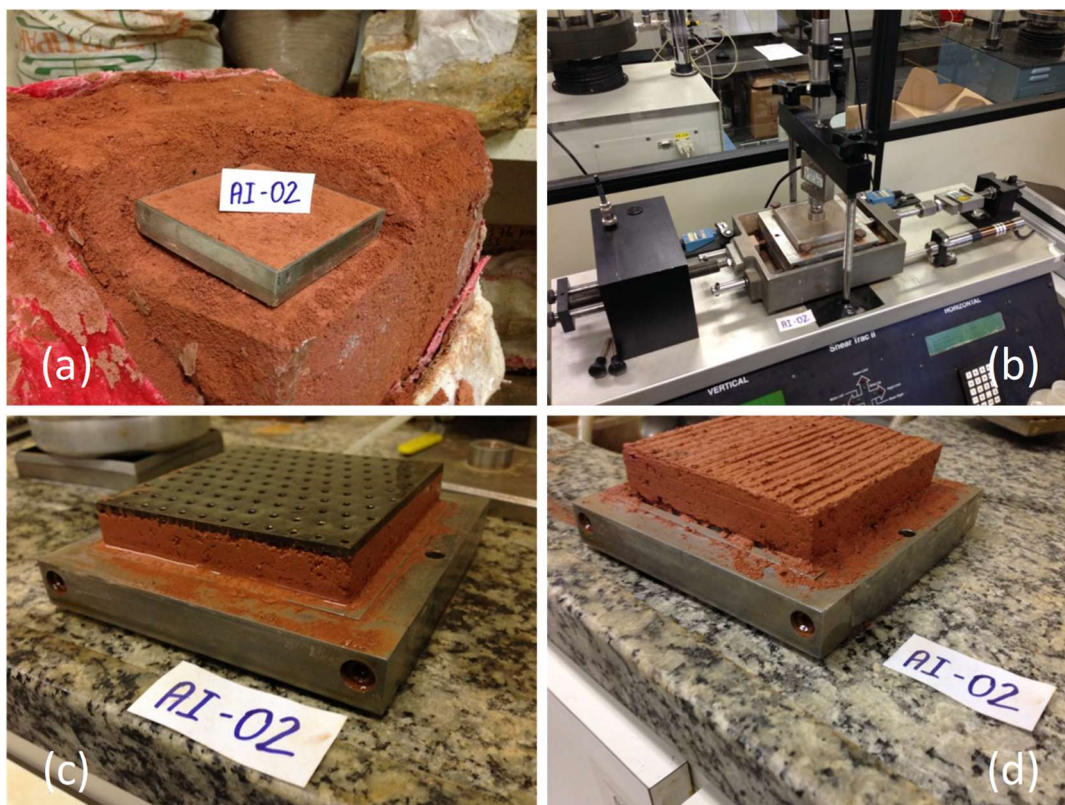
Para determinação do ângulo de atrito interno do solo e o respectivo intercepto coesivo, foram realizados ensaios de cisalhamento direto e ensaios triaxial adensado não drenado (CIU), em amostras de solo moldadas a partir dos blocos de amostras indeformadas coletadas em campo. Cabe salientar que estes ensaios, tanto cisalhamento direto como triaxial, foram realizados em condição saturada.

No caso dos ensaios de cisalhamento direto, os corpos de prova moldados tiveram uma dimensão de 100 mm de lado e 20 mm de altura, tanto para os ensaios de pico quanto os ensaios para determinar o ângulo de atrito residual (Figura 24). Para cada ensaio foram moldados três corpos de prova e cisalhados com tensões de 30, 60 e 90 kPa, com uma velocidade de 0,07 mm/min. Nos ensaios de cisalhamento residual, também chamado de interface lisa (KANJI, 1997), foi colocada na parte inferior da célula um bloco de rocha granítica com dimensões de 100 mm de lado por 15 mm de altura, como superfície lisa, assim como é requerido para este ensaio. Uma das características que teve o ensaio de cisalhamento residual foi que o corpo de prova para realizar o ensaio foi moldado a partir do bloco de solo indeformado, e não como é proposto por Kanji (1997), onde o material a ser utilizado é moldado a partir de solo amolgado e com teor de umidade próximo ou igual ao limite de liquidez. Para estes ensaios, os corpos de prova foram transferidos para a célula de cisalhamento e submersos em água, onde foram adensados durante um período de no mínimo de 24 horas sob a tensão normal de ensaio (30, 60 ou

90 kPa), buscando assim a completa dissipação da poropressão sob o carregamento definido.

Cabe salientar que os ensaios de cisalhamento direto, tanto de pico como residual, foram realizados seguindo as orientações e procedimentos previstos na norma *BS 1377 – Part 7: Shear strength tests (total stress)* (1990) do *British Standard Institution*, utilizando uma prensa de cisalhamento marca GEOCOMP, modelo *Shear Track II*.

FIGURA 24 – ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO PARA OBTENÇÃO DE RESISTÊNCIA PICO E RESIDUAL



FONTE: O autor (2017).

LEGENDA: a) Moldagem do corpo de prova a partir de bloco indeformado.

b) Amostra colocada na prensa de cisalhamento direto.

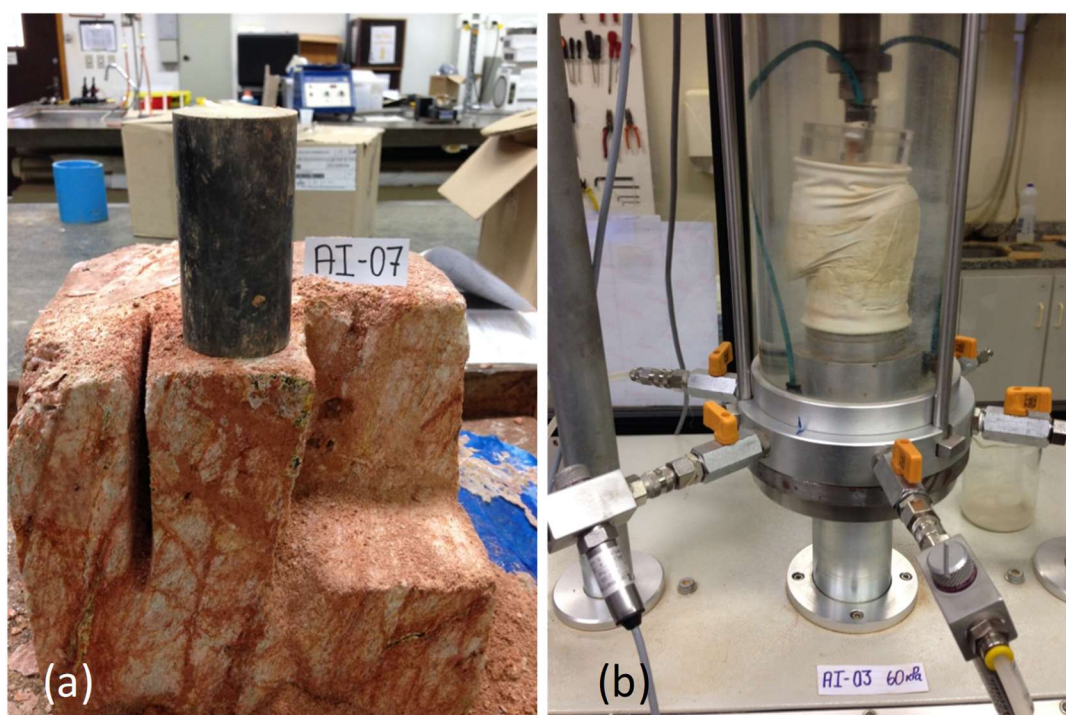
c) Corpo de prova cisalhado no procedimento convencional (Resistência pico)

d) Corpo de prova cisalhado pelo procedimento de interface lisa.

Para o ensaio triaxial foram moldados corpos de prova a partir dos blocos de amostra indeformada, com uma dimensão de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. Estes corpos de prova foram submetidos a três fases, sendo fase de percolação, saturação e posterior cisalhamento (Figura 25). Este ensaio foi realizado numa prensa de cisalhamento marca Wille Geotechnik, modelo UL60, com aplicação de três valores de tensões normais confinantes entre 15 kPa e 90 kPa. As orientações e procedimentos que foram seguidos para realizar este ensaio foram os previstos na norma *BS 1377 – Part 8: Shear strength tests (effective stress)* (1990) do *British Standard Institution*.

A definição dos parâmetros de resistência saturada do solo dependeu do critério de ruptura utilizado para sua determinação. Dentre os métodos, mais comumente utilizados, aplicou-se: tensão desviadora de pico, máxima razão das tensões principais, resistência residual e trajetória de tensões.

FIGURA 25 – ENSAIO DE CISALHAMENTO TRIAXIAL CIU



FONTE: O autor (2017).

LEGENDA: a) Moldagem de corpo de prova para ensaio triaxial.
b) Corpo de prova cisalhado.

4.2.2 Modelo Digital de Terreno (MDT)

Para a elaboração do Modelo Digital de Terreno (MDT), utilizaram-se valores de curvas de nível, pontos cotados e hidrografia com base nas informações da base cartográfica 1:25.000 mencionada anteriormente. Estes dados foram inseridos numa ferramenta de interpolação para criar uma melhor aproximação do relevo da área. O interpolador utilizado para este projeto foi o *Topo to raster* com tamanho de pixel de 10 m. Esta ferramenta encontra-se no *Arc Toolbox > Spatial Analyst Tools > Interpolation > Topo to Raster*.

Para gerar o MDT, as curvas de nível e os pontos cotados foram selecionados com o atributo *elevation* para adotar o valor de elevação destas. A hidrografia foi selecionada com o atributo *stream*, o que gerou a aderência à drenagem.

Decidiu-se adotar o valor de 10 metros para o MDT, baseado no critério de equidistância entre as curvas de nível (HENGL, 2006), no intuito de manter a mesma acurácia vertical e horizontal.

Para a elaboração dos modelos de diferente resolução existentes e disponíveis gratuitamente, como os modelos digitais de elevação (MDE) ou, SRTM (90 m v1, 90 m v4, 30 m v1, banda-C versão 4 e banda X), Aster GDEM e o MDE do acervo TOPODATA (SILVEIRA e SILVEIRA, 2015), que apresentam resolução de 90 m e 30 m, foram realizados os mesmos passos descritos anteriormente, mudando o tamanho do *Grid* no interpolador.

4.2.3 Modelo de declividade

O mapa de declividade da área foi elaborado através do emprego da ferramenta *Spatial Analyst Tools > Surface > Slope*. Nesta ferramenta se selecionou o *raster* do MDT da área para obter o cálculo de áreas de declividade expressadas em porcentagem.

O mapa de declividade foi subdividido em seis (06) classes, seguindo a proposta de EMBRAPA (2006), com intervalos entre 0 – 3% para delimitar relevo plano, 3 – 8% para relevo suave ondulado, 8 – 20% para relevo ondulado, 20 – 45% para relevo forte ondulado, 45 – 75% para o relevo montanhoso e >75% para o relevo escarpado. Uma vez subdividida a declividade em classes, foi

realizado o cálculo para determinar o valor da porcentagem equivalente em graus, de maneira a ser utilizado na confecção do mapa de declividades, necessário para obtenção do mapa de Fator de Segurança. Este cálculo foi realizado de acordo com a Equação 18:

$$\text{Declividade (Graus)} = \tan^{-1}\left(\frac{\text{Valor do intervalo (\%)}}{100}\right) \quad (18)$$

4.2.4 Modelo de plano de curvatura e perfil de curvatura

Os modelos de plano de curvatura e perfil de curvatura da área foram realizados com base na definição dos fatores condicionantes naturais, de cunho geomorfológico ou como forma de relevo (FERNANDEZ et al. 2001; BIGARELLA e PASSOS, 2003; KOZCIAK, 2005; VIEIRA et al. 2005; PINTO et al. 2013) que atuam como contribuintes para a deflagração de movimentos de massa.

Estes mapas foram elaborados a partir do *raster* do modelo digital de terreno (MDT) obtido como resultado do processamento prévio no *software* ArcMap de ArcGIS. Para isto foi utilizada da ferramenta *Spatial Analyst Tools > Surface > Curvature*. Com o uso desta ferramenta obteve-se o *raster* da curvatura total, plano de curvatura e perfil de curvatura da área de estudo.

Uma vez realizado o procedimento e obtidos os mapas, foi necessário discretizar os dados a partir da ferramenta *Spatial Analyst Tools > Reclass > Reclassify*. Para esta discretização foram definidos três intervalos, de maneira a classificar os resultados obtidos.

Para o plano de curvatura, o qual se refere ao caráter divergente, planar ou convergente dos fluxos de matéria e energia nas vertentes em projeção horizontal, as classes foram definidas da seguinte forma: áreas convergentes apresentam valores positivos, o qual indica convergência de fluxo, característicos dos vales; áreas planares, com valores próximos de zero e áreas divergentes, com valores negativos, que indica divergência de fluxos, característica dos interflúvios.

Para o perfil de curvatura, que se refere à classificação das formas das vertentes em segmentos convexo, côncavo ou retilíneo em perfil, foram discretizadas em três classes, sendo o critério parecido ao procedimento para plano de curvatura. Para os segmentos com valores negativos, o perfil se apresenta côncavo, para segmentos com valores próximos a zero, o perfil é retilíneo e para valores positivos, o perfil é convexo. A análise deste atributo topográfico é importante para caracterizar mudanças na velocidade de fluxo d'água e processos relacionados ao transporte de sedimentos.

4.2.5 Modelo de orientação das vertentes

A geração do modelo de orientação das vertentes teve como propósito principal a identificação da direção da máxima declividade de cada célula com relação a seu vizinho próximo (MILLÁN, 2015). Para isto, os valores de cada célula do *grid* gerado correspondem a um intervalo de direção da bússola. Cabe salientar que, este atributo fornece informações sobre a forma das vertentes e pode ser aplicado para determinar aquelas vertentes que se encontram com maior exposição às variáveis climatológicas, como por exemplo, a direção do vento e à incidência do sol (insolação) (KOZCIAK, 2005; MILLÁN, 2015). Segundo Kozciak (2005) a quantidade de chuva será maior nas encostas mais expostas a estes eventos atmosféricos.

Para realizar o modelo de orientação das vertentes, utilizou-se a ferramenta *Aspect*, localizada no *Arc Tool Box > Spatial Analyst Tools > Surface > Aspect*. Nesta ferramenta utilizou-se o *raster* do MDT. Uma vez obtido o resultado do processamento, foi classificado em 8 classes com intervalos de 45° entre cada um, para obter a divisão de acordo com os pontos cardeais e colaterais, como se apresenta na Tabela 11.

TABELA 11 – CLASSES PARA ORIENTAÇÃO DAS VERTENTES

Classe	Intervalo (°)
Norte	337,5 - 22,5
Nordeste	22,5 - 67,5
Leste	67,5 - 112,5
Sudeste	112,5 - 157,5
Sul	157,5 - 202,5
Sudoeste	202,5 - 247,5
Oeste	247,5 - 292,5
Noroeste	292,5 - 337,5

FONTE: O autor (2017).

Devido que o programa gera valores no intervalo de 0 a 360, correspondentes aos valores em graus de uma circunferência qualquer, foram obtidas nove classes onde a primeira e a última corresponderiam a uma classe só (0° - $22,5^{\circ}$ e $337,5^{\circ}$ - 360°). Uma vez realizado o processamento foi feita a reclassificação, onde estas classes (primeira e última) foram somadas para totalizar as vertentes com direção Norte.

4.2.6 Avaliação das precipitações na região

Como parte da descrição da condicionante ambiental referente à pluviometria, o método aplicado para realizar as avaliações foi o acumulo diário dos valores de precipitações para poder correlacionar estes dados com as datas de possíveis movimentos de massa que possam ser identificados na região.

Para isto, foram organizados bancos de dados para cada um dos instrumentos instalados ao longo da área de estudo. Cabe salientar que as leituras dos pluviógrafos foram programadas para serem realizadas a cada 15 minutos, com a finalidade de ter um detalhe maior de leituras (acumulado horário), caso necessárias para futuras pesquisas.

A partir da base de dados de leituras acumuladas diárias, foi realizada a classificação das precipitações com base na intensidade das mesmas. O método utilizado para este fim foi o proposto por Xavier e Xavier (1987) e aplicados em trabalhos realizados por Leite et al. (2011) e Souza et al. (2012), que consiste no tratamento estatístico dos dados a partir da divisão de classes por quantis.

Além de preparar os dados em acumulados diários de precipitações, foram agrupados os dados por meses para obter os valores mensais de precipitações de maneira a comparar os níveis de chuva que ocorrem ao longo do ano, para poder estabelecer relações de sazonalidade, ciclicidade, assim como determinar meses chuvosos e meses secos.

De maneira a completar as análises, foram também realizados os acumulados anuais, de maneira a observar as variações das precipitações em diferentes anos.

4.2.7 Integração dos dados obtidos e aplicação a partir do método de equilíbrio limite

Como parte do método aplicado neste trabalho, se tem a integração dos resultados obtidos na caracterização geológico-geotécnica da área, os produtos obtidos da análise morfológica realizada a partir do geoprocessamento e os dados obtidos a partir das referências da literatura. Esta integração é realizada a partir da aplicação destes resultados na equação de Fator de Segurança (Equação 9 definida anteriormente no capítulo 2) de maneira a realizar o modelo da região.

Referencias de trabalhos prévios (KOZCIAK, 2005; VAZ, 2014 e MILLÁN, 2015) utilizaram também a abordagem de equilíbrio limite para obtenção de mapas de suscetibilidade na região da Serra do Mar Paranaense, os quais foram tomados como referência para a elaboração desta pesquisa. Além destas referências, autores como Jibson et al. (2000), Harp et al. (2004) e Harp et al. (2009) utilizaram também o abordagem de equilíbrio limite para gerar mapas de suscetibilidade a movimentos em massa aplicado a grandes regiões.

No trabalho de Kozciak (2005) foi realizada a análise de estabilidade dos taludes da bacia do rio Marumbi, em Morretes, estado de Paraná. O método de análise correspondeu a equilíbrio limite com influência da vegetação. Os produtos resultados da análise consideraram solo saturado e sem vegetação, solo seco com vegetação, solo não saturado com vegetação e solo saturado com vegetação. Desta análise pode ser concluído que a cobertura vegetal aumenta de maneira significativa o valor de fator de segurança. Isto claro quando é

considerado que a superfície de ruptura se encontra sob a influência da vegetação no sistema solo-raiz.

No trabalho de Vaz (2014) foi realizada a análise de estabilidade de uma área de 3,24 km² aproximadamente na BR-376/PR entre os km 667 e km 668. Para isto foram comparados os parâmetros de resistência mecânica, obtidos a partir do processamento de sondagens SPT e ensaios de cisalhamento direto, para logo aplicar estes valores na equação de Fiori e Carmignani (2009) baseada no conceito de equilíbrio limite. Desta análise conseguiu-se concluir que, para esta área, os resultados obtidos através do cálculo do ângulo de atrito e do intercepto coesivo por meio de sondagens SPT foram coerentes com relação aos valores obtidos por meio de ensaios de cisalhamento direto em amostras coletadas próximas destas.

Já, no trabalho de Millán (2015), desenvolvido entre os km 658-820 m e km 660+690 m também da BR-376/PR, foram simulados cenários variando os valores de ângulo de atrito e intercepto coesivo a partir dos valores obtidos do processamento de sondagens SPT e de ensaios de cisalhamento direto realizados a amostras indeformadas, assim como pela variação do valor da saturação do solo no intervalo solo seco – 30% saturado. Neste estudo foi comparada também a escala do modelo e a base de dados utilizada, no intuito de definir com melhor detalhe as áreas suscetíveis a movimentos de massa, utilizando uma base 1:25.000 na análise da microbacia como um todo e uma base a escala 1:1.000 correspondente à faixa de domínio da rodovia BR-376/PR.

Jibson et al. (2000), Harp et al. (2004) e Harp et al. (2009) apresentaram a aplicação da abordagem de equilíbrio limite em regiões de grande tamanho para a determinação de movimentos de massa, obtendo como resultado mapas de suscetibilidade, com a utilização da Equação 19.

$$FS = \frac{C'}{\gamma * z * \text{sen}\alpha} + \frac{\tan\varphi}{\tan\alpha} - \frac{m * \gamma_a * \tan\varphi}{\gamma * \tan\alpha} \quad (19)$$

Uma vez analisados os trabalhos prévios realizados na região, foram revisados os métodos aplicados de maneira a entender o processo de integração de dados e mudanças nas variáveis de estudo, visando gerar um método para

ser aplicado na pesquisa, resultando na proposta que se apresenta a continuação.

Primeiramente e como principal critério de definição da área de trabalho, foram observadas e delimitadas as bacias hidrográficas ou áreas de contribuição hidrográficas nas quais se encontra inserida a área de estudo, no intuito de aplicar os conceitos de modelo hidrológico de vertentes vistos no capítulo 2.

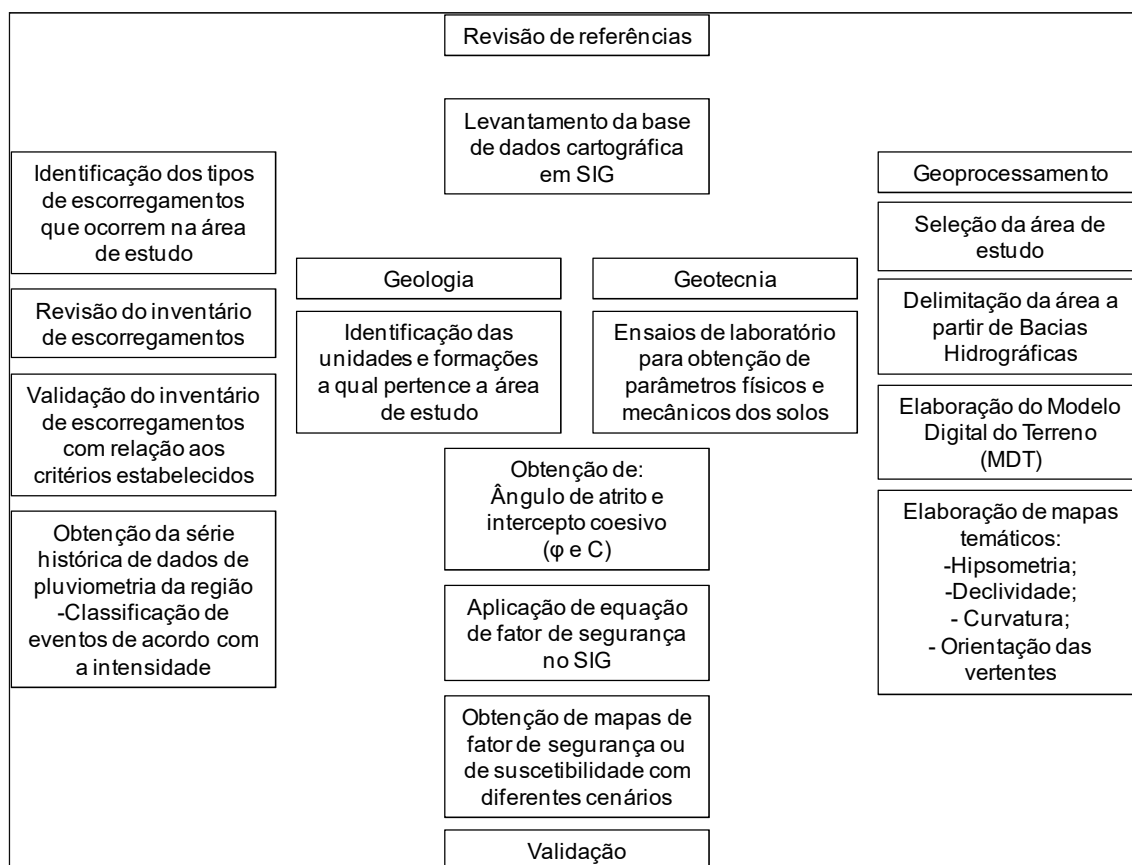
Após ser definida a área de trabalho, foram coletados e agrupados os dados referentes à caracterização geotécnica, tanto dos ensaios realizados em laboratório para obtenção dos parâmetros do local, como dos valores obtidos a partir da revisão de referências.

Como parte da avaliação da variável ambiental de precipitações, foram coletados e processados os dados de seis instrumentos instalados ao longo do trecho de estudo, correspondendo a pluviógrafos de caçamba basculante, no período de três anos aproximadamente, de maneira a observar o comportamento pluviométrico da região, assim como verificar padrões de sazonalidade e ciclicidade.

Mapas temáticos para obtenção de atributos morfológicos e condicionantes para movimentos de massa como hipsometria, declividade, orientação das vertentes e curvatura das vertentes, foram realizados com a finalidade de caracterizar áreas suscetíveis em relação a estas condicionantes.

Com base nos resultados dos procedimentos do método adotado, foram realizados os mapas de índice de fator de segurança simulando diferentes cenários considerados nos resultados dos ensaios de laboratório para depois ser introduzidos nas equações de equilíbrio limite. Um breve resumo do método aplicado pode ser observado na Figura 26.

FIGURA 26 – ESQUEMA DO MÉTODO APLICADO PARA A ELABORAÇÃO DO TRABALHO



FONTE: O autor (2017).

Cabe salientar que as análises por equilíbrio limite consistem na determinação do equilíbrio de uma massa de solo, com uma geometria qualquer, embora as mais comumente utilizadas sejam as que apresentam uma superfície de ruptura planar, paralela à superfície da vertente e as que apresentam uma superfície de ruptura curva. Este método considera que a ruptura ocorre ao longo de uma superfície previamente definida, no caso de colapso, todos os elementos ao longo dessa superfície atingirão a ruptura simultaneamente (Rezende, 2013).

Uma vez realizado o estudo dos parâmetros e a características da área, e tomando em consideração o alcance do estudo, definiu-se como método a ser utilizado o método determinístico de equilíbrio limite de talude infinito, tomando como base a Equação 15.

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

No presente capítulo são apresentados os resultados obtidos como parte da aplicação dos métodos descritos para o desenvolvimento da pesquisa.

5.1 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DA ÁREA DE ESTUDO

A caracterização geológico-geotécnica consistiu na análise das características da área quanto à geologia local ou litotipos encontrados, definição de bacias hidrográficas ou áreas de contribuição hidrográfica presentes na área de estudo, formas de relevo e atributos topográficos avaliados a partir da análise do modelo digital, assim como a descrição das características observadas no campo.

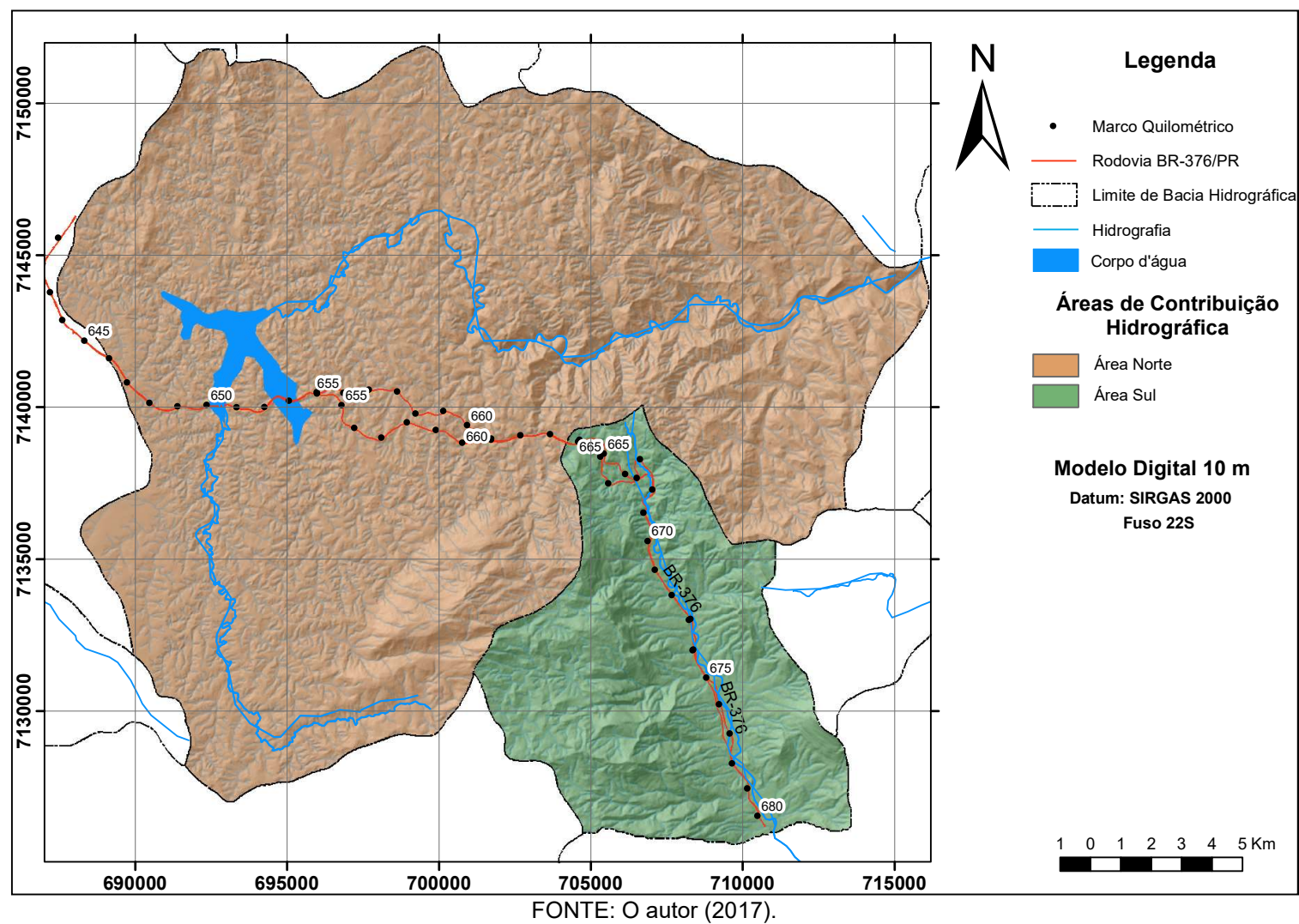
A definição da área de estudo foi determinada a partir da avaliação e delimitação das bacias hidrográficas ou áreas de contribuição hidrográfica de maneira a ser correspondentes com os modelos hidrológicos de vertentes.

Na área de estudo foi possível definir duas áreas de contribuição hidrográfica, obtidas a partir da base hidrográfica Ottocodificada digital já processada e disponibilizada pela Agência Nacional de Águas (ANA, 2007).

Estas áreas de contribuição hidrográfica foram denominadas como área norte e área sul, correspondendo à posição relativa no mapa da região de estudo (Figura 27).

A área norte corresponde à bacia hidrográfica do rio São João. Esta bacia possui aproximadamente 425 km² de área, com elevações entre 98 e 1673 metros. A drenagem principal corresponde ao rio São João o qual cruza a bacia de forma assimétrica, influenciada pela intrusão do granito Morro Redondo para logo ser dominado pelo sistema de fraturas SW-NE.

FIGURA 27 – DELIMITAÇÃO DE ÁREAS DE CONTRIBUIÇÃO HIDROGRÁFICAS



Na área sul, o rio principal apresenta igual nome ao da bacia hidrográfica norte, sendo de rio São João. Esta bacia possui aproximadamente 104 km² de área e apresenta elevações entre 79 e 1556 metros e se apresenta assimétrica em relação à drenagem, dominado pelo sistema de fraturas NW-SE.

O relevo com morfologia fortemente ondulada nesta região propicia a ocorrência de solos residuais nos terços superiores das encostas, condicionados pelo desenvolvimento incipiente da pedogênese que é associada à ação do escoamento superficial. Assim esses solos apresentam características vinculadas ao material de origem, representado por litotipos variáveis de granitos, migmatitos e gnaisses. Já os solos coluvionares podem ser encontrados nos terços inferiores das encostas, cujas áreas são agradacionais ou deposicionais de processos erosivos atuais e pretéritos à montante.

Ao longo da faixa de domínio da rodovia, para o trecho estudado, os solos residuais são encontrados com maior frequência e maiores espessuras nas porções de meia encosta até o topo de relevos ondulados. Em relação à rocha matriz, é possível identificar dois tipos principais: solos residuais de migmatitos/gnaisses e solos residuais de granito.

Os solos residuais de migmatitos/gnaisses são os mais abundantes e caracterizam-se pela predominância de cores variadas (amareladas, avermelhadas e brancas). São materiais predominantemente siltosos, compactos, de baixa permeabilidade e comportamento plástico. Nesse tipo de solo é frequente a presença de estruturas reliquias da rocha matriz, caracterizada por níveis de colorações esbranquiçadas, devido à maior concentração de minerais félsicos como feldspatos e quartzo, e níveis de colorações mais avermelhadas e amareladas devido à maior concentração de minerais máficos na rocha matriz, como micas, do tipo biotita, e anfibólios.

Embora o mapa geológico da região esteja indicando que a presença de granitos encontra-se distante da área de estudo, afloramentos deste litotipo foram observados durante as visitas a campo, em encostas adjacentes à rodovia BR-376/PR, que permitiram mapear sua ocorrência em determinados pontos, assim como de solos residuais provenientes do intemperismo. Os solos residuais de granito caracterizam-se por cores mais claras apresentando evidencia de

argila do tipo caulim, resultante da alteração de feldspatos. A presença de solo coluvionar é marcada pela coloração cinza escuro, sem estrutura, e com cerca de 50 cm de espessura. Sobre esse solo, ainda pode ocorrer um horizonte de solo orgânico, mais escuro, e com cerca de 20 cm de espessura.

Os solos residuais de granito apresentam ausência de estruturas reliquias na forma de níveis de colorações diferenciadas, brancas a avermelhadas. A estrutura reliquiar observada em alguns casos é caracterizada por um aspecto granulométrico diferenciado, dado pela alteração intempérica de feldspatos de cores claras e de minerais máficos de cores avermelhadas, orientados segundo uma insipiente foliação, que pode ser tanto de origem metamórfica como de origem magmática, apresentando granulometria dos minerais de média a grosseira.

Os solos coluvionares, em sua maioria, caracterizam-se pela cor marrom avermelhada ou amarelada, tipo tijolo, de matriz silto-arenosa e sem evidências de estruturas reliquias da rocha matriz. Os mesmos ocorrem sobre solos residuais, sendo em alguns casos, bem marcada a transição entre ambos, especialmente por uma brusca mudança de coloração. Localizam-se principalmente nos topos mais aplainados ou nas porções inferiores das vertentes e possuem espessura bastante irregular.

Cabe salientar que, a definição de solos coluvionares ou colúvio é dada como o material composto por blocos e/ou grãos de qualquer dimensão, transportados por gravidade e acumulados no sopé ou a pequena distância de taludes mais íngremes ou escarpas rochosas (LACERDA e SANDRONI, 1985), assim como nas áreas situadas no terço inferior de encostas de morros e serras, onde o relevo se apresenta fortemente ondulado e não faz referencia a origem do solo, visto que, dependendo dos fatores de transporte, pode envolver mais de um tipo de solo.

Os contatos entre os solos coluvionares e residuais de migmatitos são bem marcados nos afloramentos. Entre os horizontes A e B (definidos como solos coluvionares), a brusca mudança de coloração marca a passagem entre os mesmos. A passagem do solo coluvionar para o residual (horizontes A e B para o horizonte C) é mais sutil, marcada pela mudança de um material sem estrutura,

ou maciça, para um material com estrutura reliquiar, herdada da rocha matriz. Além disso, a presença de cores brancas dispersas indica a presença de feldspatos alterados, no caso do solo residual, feição que não se verifica no solo coluvionar.

5.2 RESULTADOS DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Quanto às análises realizadas a partir de ensaios de laboratório tem-se que, a análise granulométrica efetuada nas amostras indeformadas coletadas no trecho de estudo, seguiram os procedimentos estabelecidos conforme a NBR 7181 (1984a), combinando os procedimentos de sedimentação e peneiramento. Os resultados deste ensaio encontram-se na Tabela 12, onde pode ser observada a distribuição do material retido em cada faixa granulométrica das diferentes amostras, assim como sua associação para cada tipo de solo descrito.

Também são apresentadas as curvas granulométricas obtidas através destes dados para cada amostra e apresentadas por cada tipo de solo associado (Figura 28 a Figura 32).

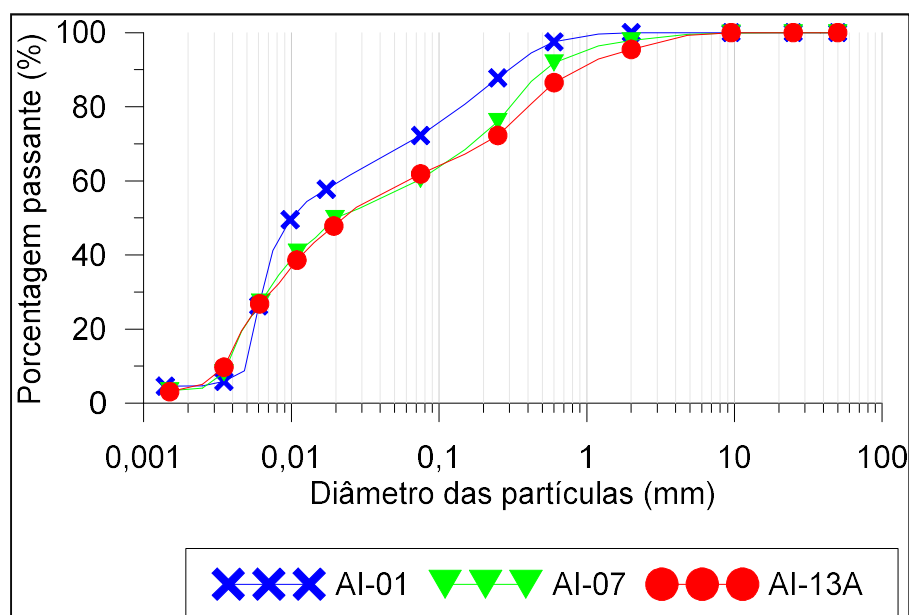
Com base nos resultados obtidos se observou que ao longo do trecho e nos diferentes solos encontrados, o predomínio do material siltoso foi superior aos de areia e argila, representando em média porcentagens dentre 53% e 71%.

TABELA 12 – VALORES OBTIDOS ATRAVÉS DA ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

Solo	Amostra	Pedregulho (60-2,0mm)	Areia (2,0-0,06mm)	Silte (0,06-0,002mm)	Argila (< 0,002mm)
Residual Migmatito	AI-01	0,0	32,1	63,3	4,6
	AI-07	2,2	38,4	55,7	3,8
	AI-13A	4,6	34,9	56,4	4,1
Colúvionar	AI-02	0,4	37,6	55,3	6,7
	AI-09	4,4	23,8	60,0	11,8
	AI-13	0,1	20,4	48,8	30,7
Residual Granito	AI-03	1,2	32,3	59,2	7,3
	AI-04	0,1	25,6	71,1	3,2
	AI-14	0,1	35,1	54,3	10,5
	AI-15	0,2	38,1	56,5	5,2
	AI-16	32,8	25,3	27,0	15,0
Aterro	AI-05A	15,7	37,4	43,8	3,1
	AI-12	14,0	35,0	48,7	2,3
Residual Paragnaisse	AI-10	5,7	30,5	54,4	9,5
	AI-11	19,1	28,6	45,4	7,0

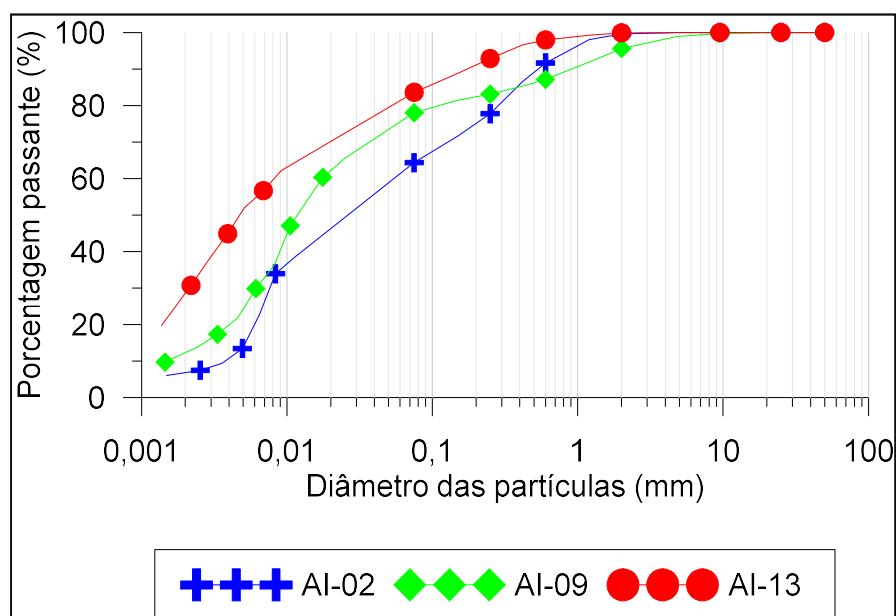
FONTE: O autor (2017).

FIGURA 28 – CURVAS GRANULOMÉTRICAS ASSOCIADAS A SOLOS RESIDUAIS DE MIGMATITO



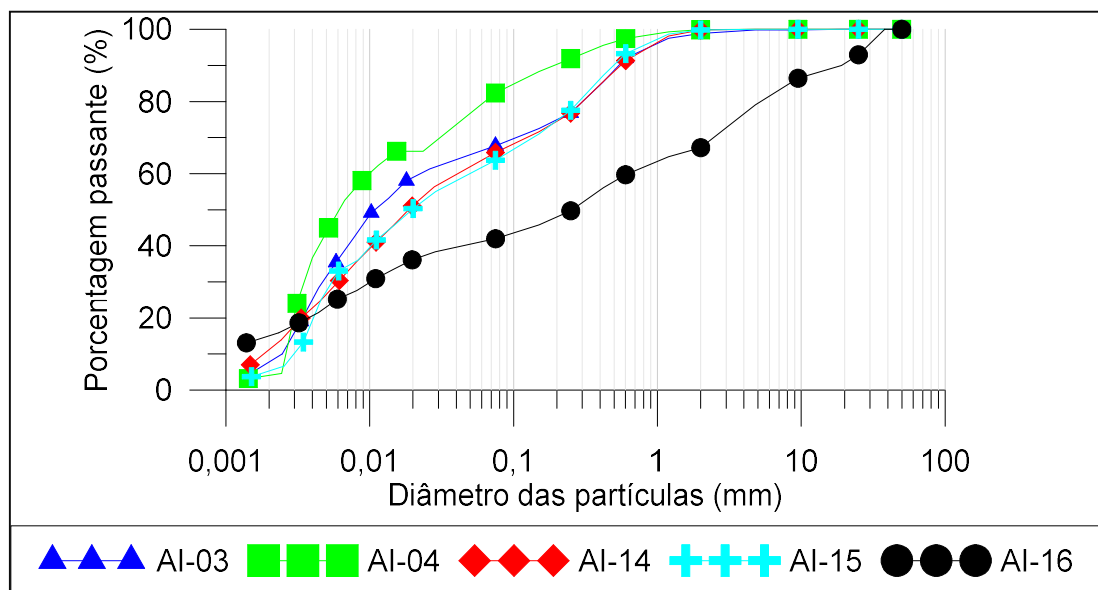
FONTE: O autor (2017).

FIGURA 29 – CURVAS GRANULOMÉTRICAS ASSOCIADAS A SOLOS COLUVIONARES



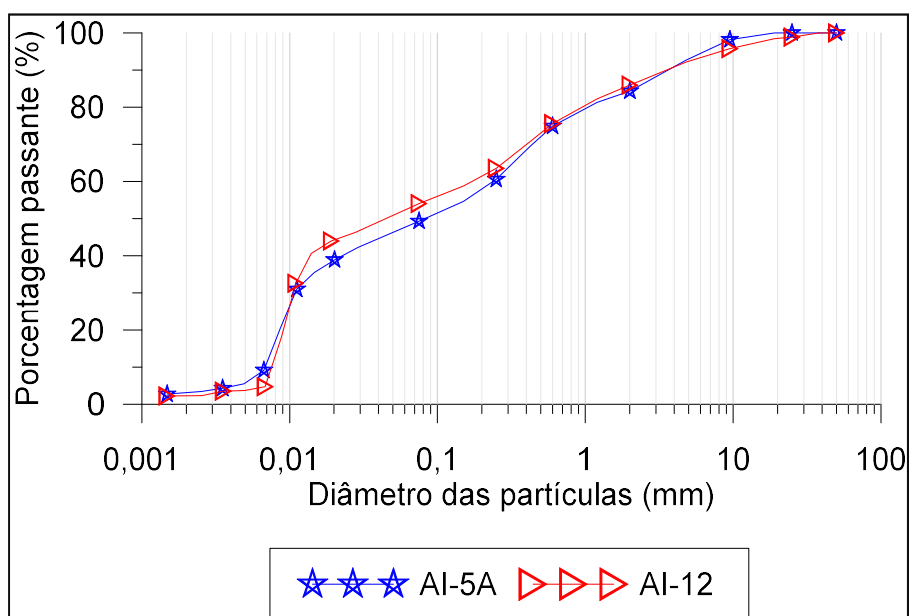
FONTE: O autor (2017).

FIGURA 30 – CURVAS GRANULOMÉTRICAS ASSOCIADAS A SOLOS RESIDUAIS DE GRANITO



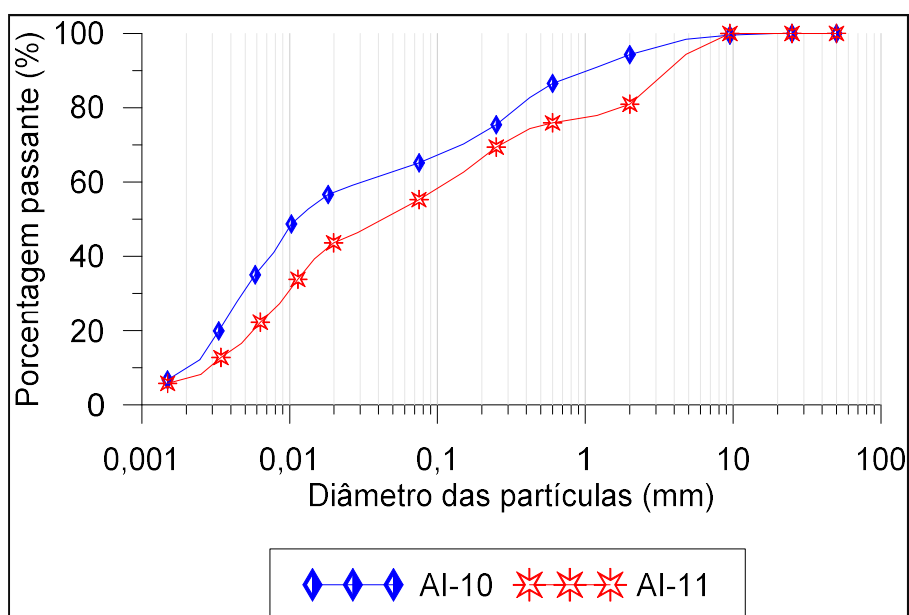
FONTE: O autor (2017).

FIGURA 31 – CURVAS GRANULOMÉTRICAS ASSOCIADAS A ATERROS



FONTE: O autor (2017).

FIGURA 32 – CURVAS GRANULOMÉTRICAS ASSOCIADAS A SOLOS RESIDUAIS DE PARAGNAISSE



FONTE: O autor (2017).

Verificou-se também que, para o solo residual de migmatito, as curvas granulométricas situaram-se numa faixa bem definida com predominância de material siltoso. O teor médio de silte das amostras foi igual a 61,1%, com um desvio padrão de 6,3%. A parcela de areia nas amostras apresentou-se com

uma média de 32,7% e desvio padrão de 4,7%. As frações de pedregulho e argila representaram uma pequena porção dos solos com média de 1,6% e 4,6% respectivamente e desvios padrão de 1,9% e 1,6% respectivamente. As amostras AI-14 e AI-15 referentes ao solo residual de granito apresentaram distribuição granulométrica e valores de índice de consistência bastante próximos.

A distribuição granulométrica dos colúvios apresentou maior dispersão entre si quando comparado com os solos residuais. Por exemplo, enquanto a amostra de solo coluvionar AI-02 predominou a ocorrência de material silto-arenoso, a amostra AI-13 apresentou uma porcentagem significativa de argila de aproximadamente 30,7%. Ressalta-se que uma pequena fração de pedregulho foi verificada nas duas amostras.

Na Tabela 13 se apresentam os resultados da caracterização do solo, quanto aos resultados de análise granulométrico segundo a classificação proposta pela NBR 6502 (ABNT, 1995).

TABELA 13 – TABELA RESUME DOS VALORES OBTIDOS ATRAVÉS DE ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Solo	Amostra	Tipo de solo Classificação ABNT (1995)
Residual Migmatito	AI-01	Silte arenoso
	AI-07	Silte arenoso
	AI-13A	Silte arenoso
Colúvionar	AI-02	Silte arenoso
	AI-09	Silte arenoso
	AI-13	Silte argiloso
Residual Granito	AI-03	Silte arenoso
	AI-04	Silte arenoso
	AI-14	Silte arenoso
	AI-15	Silte arenoso
	AI-16	Pedregulho siltoso
Aterro	AI-05A	Silte arenoso
	AI-12	Silte arenoso
Residual Paragneisse	AI-10	Silte arenoso
	AI-11	Silte arenoso

FONTE: O autor (2017).

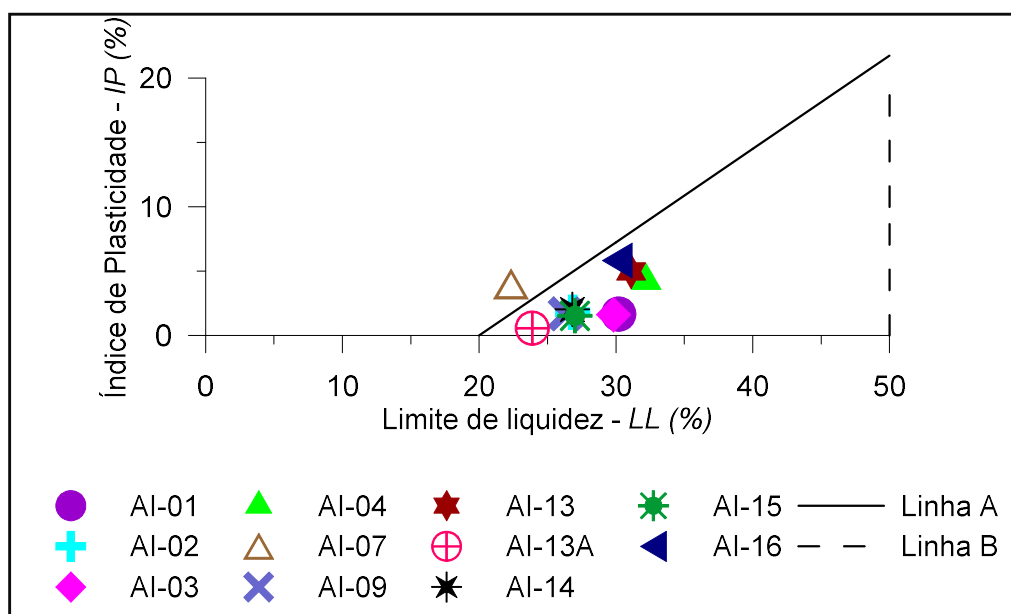
Os resultados obtidos nos ensaios de limites de consistência, ou limites de Atterberg, mostraram que os valores do limite de liquidez (LL) abrangeram uma faixa entre 22% e 32%, com um valor médio de 27%. A variação do limite de plasticidade (LP) ficou entre 18% e 29%, apresentando como valor médio 24% (Tabela 14). A carta de plasticidade evidenciou que a maioria das amostras está abaixo da linha A, que delimita os solos argilosos, situados acima dos solos siltosos. Além disso, todas as amostras se encontram do lado esquerdo da linha B, ou seja, com porcentagem de Limite de Liquidez menor a 50%, sendo, portanto, consideradas como solos com baixa compressibilidade e com índice de plasticidade baixa a média. Os ensaios de LL e de LP foram executados conforme a descrição contida nas normas técnicas NBR 6459 (ABNT, 1984b) e NBR 7180 (ABNT, 1984c), respectivamente. Na Figura 33 pode ser observada a representação destas amostras na carta de plasticidade.

TABELA 14 – TABELA RESUMO DOS VALORES OBTIDOS ATRAVÉS DE ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Solo	Amostra	Umidade natural (%)	Limite de Liquidez LL (%)	Limite de Plasticidade LP (%)	Índice de Plasticidade (%)
Residual Migmatito	AI-01	25,6	30,2	28,5	1,7
	AI-07	19,2	22,3	18,3	4,0
	AI-13A	20,5	23,9	23,3	0,6
Colúvionar	AI-02	19,3	26,8	25,0	1,8
	AI-09	27,4	26,3	24,6	1,7
	AI-13	30,6	31,1	26,1	5,0
Residual Granito	AI-03	23,5	29,8	28,2	1,6
	AI-04	26,6	32,2	27,9	4,3
	AI-14	22,9	26,8	24,8	2,0
	AI-15	25,2	27,0	25,5	1,5
	AI-16	23,1	30,1	24,3	5,8
Aterro	AI-05A	20,3	22,7	NP	-
	AI-12	20,3	25,4	23,1	2,3
Residual Paragnaisse	AI-10	22,8	27,5	23,8	3,7
	AI-11	18,9	23,5	22,7	0,7

FONTE: O autor (2017).

FIGURA 33 – POSIÇÃO DAS AMOSTRAS NA CARTA DE PLASTICIDADE



FONTE: O autor (2017).

Quanto à densidade real dos solos, os valores obtidos a partir do ensaio apresentaram valores entre $2,62 \text{ g/cm}^3$ e $2,80 \text{ g/cm}^3$, tendo como média $2,68 \text{ g/cm}^3$ e desvio padrão de $0,05 \text{ g/cm}^3$. Os resultados apresentam-se na Tabela 15.

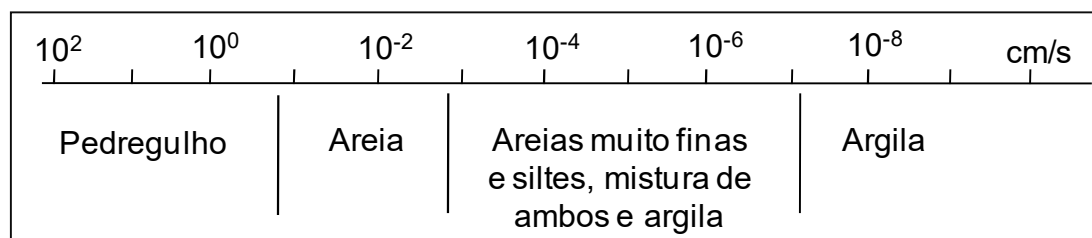
Os ensaios de condutividade hidráulica mostraram que os coeficientes de permeabilidade tiveram valores correspondentes a areias muito finas e siltes, de acordo com a classificação de Casagrande e Fadum (1940) (Figura 34) com valores que variaram em torno de 10^{-4} cm/s , com valor mínimo de $3,11 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ e valor máximo de $1,03 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$, obtendo como resultado coeficientes que definem um grau de permeabilidade baixo, conforme Terzaghi e Peck (1967). Segundo Lambe e Whitman (1969), estes são valores correspondentes à argila arenosa. Para Pinto (2006) o coeficiente de permeabilidade refere-se a areias argilosas e areias finas. Já Das (2007) define como argila de silte. Constata-se assim, que o valor do coeficiente de permeabilidade obtido é adequado para os solos do local, classificados como siltes arenosos, conforme análise granulométrica. Os resultados podem ser observados na Tabela 16.

TABELA 15 – VALORES DA DENSIDADE REAL DOS SOLOS

Solo	Amostra	Densidade real dos solos (g/cm ³)
Residual Migmatito	AI-01	2,77
	AI-07	2,68
	AI-13A	2,69
Colúvio	AI-02	2,64
	AI-09	2,64
	AI-13	2,69
Residual Granito	AI-03	2,69
	AI-04	2,80
	AI-14	2,67
	AI-15	2,65
	AI-16	2,63
Aterro	AI-05A	2,68
	AI-12	2,70
Residual Paragnaisse	AI-10	2,63
	AI-11	2,62

FONTE: O autor (2017).

FIGURA 34 – INTERVALOS DE VARIAÇÃO DE K PARA DIFERENTES SOLOS



FONTE: Modificado de Casagrande e Fadum (1940).

TABELA 16 – VALORES OBTIDOS ATRAVÉS DO ENSAIO DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA *IN SITU*

Solo	Amostra	Condutividade Hidráulica (cm/s)
Residual de Migmatito	AI-01	9,45 ^{E-05}
	AI-07	2,88 ^{E-04}
	AI-13A	1,03 ^{E-03}
Colúvio	AI-02	3,11 ^{E-05}
	AI-09	2,22 ^{E-04}
	AI-13	4,80 ^{E-04}
Residual Granito	AI-03	2,45 ^{E-04}
	AI-04	1,35 ^{E-04}
	AI-14	5,26 ^{E-04}
	AI-15	2,34 ^{E-04}
	AI-16	4,10 ^{E-04}
Aterro	AI-05A	1,62 ^{E-04}
	AI-12	1,97 ^{E-04}
Residual de Paragnaisse	AI-10	1,16 ^{E-04}
	AI-11	7,28 ^{E-04}

FONTE: O autor (2017).

Os ensaios de resistência apresentaram valores muito próximos independentemente do tipo de solo ensaiado. A Tabela 17 apresenta os valores obtidos para cada uma das amostras ensaiadas tanto por cisalhamento direto convencional como por cisalhamento direto de interface lisa. Cabe salientar que, como descrito no método empregado, os ensaios foram realizados no estado saturado.

TABELA 17 – VALORES DE ÂNGULO DE ATRITO INTERNO E INTERCEPTO COESIVO A PARTIR DO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO CONVENCIONAL (PICO) E INTERFACE LISA (RESIDUAL)

		Cisalhamento Direto Convencional (Pico)			Cisalhamento Direto Interface Lisa (Residual)		
Solo	Amostra	Desloc. (mm)	c' (kPa)	Φ (°)	Desloc. (mm)	c' (kPa)	Φ (°)
Residual de Migmatito	AI-01	8,0	6,5	27,9	11,0	0,0	25,6
	AI-13A	8,0	0,0	38,3	-	-	-
Colúvionar	AI-02	8,0	8,2	26,0	11,0	0,0	26,8
	AI-09	8,0	14,8	37,9	11,0	11,8	18,5
	AI-13	8,0	11,7	31,8	11,0	0,0	24,4
Residual de Granito	AI-14	8,0	14,2	28,1	-	-	-

FONTE: O autor (2017).

Cabe salientar que os resultados aqui obtidos apresentam-se coerentes com os apresentados na literatura (KOZCIAK, 2005; RIGO et al. 2006; ADVINCULA, 2016;) desde o ponto de vista da caracterização do material. Os valores de resistência residual observaram-se muito próximos aos ensaios de resistência pico, o que é concordante devido ao pouco conteúdo de argila presente nas amostras (< 50% de fração argilosa). Kanji (1997) sinala que solos com frações de argila > 50% são favorecidos pelo arranjo paralelo das partículas placoides, resultando em valores baixos de resistência residual e apresentado o mecanismo tipo deslizante, proposto por Lupini et al. (1981). Sob esta mesma proposta, tem-se que para solos com 20-30% de fração argila o mecanismo se considera como turbulento, apresentando valores elevados de resistência residual. Já para valores de fração argila entre os 30% e 50%, o mecanismo é chamado de transicional.

Também observa-se que, conforme proposto por Kanji (1998), a resistência residual obtida por meio do método da interface lisa é alcançada sem a necessidade de submeter a amostra a grandes deslocamentos.

Com base nos resultados dos gráficos de tensões cisalhantes *versus* deslocamento horizontal, referente aos ensaios de cisalhamento direto convencional e com interface lisa, verificou-se que o modo de ruptura dos corpos de prova ocorreu de forma dúctil, ou seja, sem a presença de pico. Este tipo de

comportamento foi observado também na pesquisa de Advincula (2016) na determinação de resistência pico e residual para solos coluvionares tropicais brasileiros no estado de Rio de Janeiro, para tensões normais de 25 kPa a 200 kPa. Cabe salientar que, além dos solos coluvionares, Advincula (2016) estudou uma amostra de solo residual de migmatito, a qual apresentou pico de ruptura no ensaio de cisalhamento direto convencional. Para os solos coluvionares, os valores de resistência obtidos pela autora, tanto pico como residual, estiveram entre $22,5^\circ$ e $37,4^\circ$, com valores de intercepto coesivo entre 0,75 e 19,8 kPa para resistência de pico e entre 0,0 a 9,5 kPa para resistência residual. Já na amostra de solo residual de migmatito, o ângulo de atrito no ensaio de resistência de pico foi de $36,4^\circ$ com valor de intercepto coesivo de 36,5 kPa e a resistência residual apresentando $15,3^\circ$ de ângulo de atrito e 7,0 kPa de intercepto coesivo. A autora atribui a queda da resistência ao cisalhamento de pico para resistência residual deste solo à presença de mica na composição mineral o que explicaria a causa da queda na resistência e no valor do ângulo de atrito residual (ADVINCULA, 2016; RIGO et al. 2006).

As curvas de deslocamento vertical versus deslocamento horizontal apresentaram a ocorrência de recalque em todos os ensaios. Tal característica condiz com o comportamento de solos arenosos com índices de vazios acima do índice de vazios críticos, ou seja, areias fofas, ou argilas normalmente adensadas.

Através dos ensaios triaxiais, verificou-se que o comportamento do solo nem sempre apresentou pico definido e que em alguns ensaios o material caracterizou-se com um comportamento *strain-hardening*, sem ruptura definida. Assim, os critérios de ruptura utilizados para o processamento dos resultados foram escolhidos de acordo com o comportamento do material. Para tal, fez-se uso dos resultados obtidos nas curvas tensão-deformação e trajetória de tensões. Para os ensaios triaxiais onde foi observado um comportamento *strain-hardening* foram aplicados os critérios de inclinação constante, máxima razão das tensões principais e trajetória de tensões. Já nas curvas que apresentaram picos de resistência, foram aplicados os critérios de tensão desviadora máxima, máxima razão entre tensões principais, trajetória de tensões e deformação específica de 10%. Os resultados de resistência mecânica, obtidos a partir do

ensaio triaxial tipo CIU para cada uma das amostras conforme diversos critérios de ruptura estão apresentados na Tabela 18 a Tabela 21.

Ao contrário do apresentado no ensaio de cisalhamento direto, o solo residual de migmatito submetido a ensaio triaxial apresentou valores altos de intercepto coesivo, assim como as amostras de solos residuais de granito apresentaram valores baixos. Já o ângulo de atrito não apresentou muita variação nos solos estudados.

De forma geral, quando comparados os resultados obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto convencional com resultados provenientes de ensaios triaxiais observou-se que, os valores de ângulo de atrito interno se apresentaram concordantes. Observou-se que, o valor mínimo do ângulo de atrito determinado a partir do ensaio de cisalhamento direto convencional foi em torno de $26,0^\circ$ e o valor máximo em torno de $38,3^\circ$, com média de aproximadamente $31,7^\circ$. Já, no ensaio triaxial, o valor mínimo encontrado foi de 28° e o valor máximo de 43° , com média de aproximadamente 33° . Os resultados obtidos nos ensaios de ensaios de cisalhamento residual de interface lisa apresentaram valores mínimos em torno de $18,5^\circ$ e máximos em torno de $26,8^\circ$, com média igual à aproximadamente $23,8^\circ$, correspondentes ao ângulo de atrito residual dos solos.

Quanto ao intercepto coesivo, observou-se maior disparidade dos resultados, sendo os valores obtidos através dos ensaios de cisalhamento direto convencional (variando de 0,0 kPa a 14,8 kPa, com média igual a 9,2 kPa) semelhantes em magnitude de mínimo e máximo aos obtidos através dos ensaios de compressão triaxial (variando de 0 kPa a 14 kPa, embora com média igual a aproximadamente 5 kPa).

Na análise em detalhe da amostra AI-14, na qual foram realizados ensaios tanto de cisalhamento direto convencional quanto compressão triaxial do tipo CIU, observou-se pouca diferença do valor referente ao ângulo de atrito, sendo de $28,1^\circ$ para o resultado de cisalhamento direto convencional e de aproximadamente $28,7^\circ$, para o caso do resultado obtido no ensaio triaxial, pela análise realizada por trajetória de tensões. Quanto ao valor obtido para o intercepto coesivo, o mesmo apresentou-se bastante distante, sendo de

14,2 kPa e 1,7 kPa, a partir do ensaio de cisalhamento convencional e de compressão triaxial, respectivamente.

Os valores de intercepto coesivo obtidos nos ensaios de compressão triaxial para os solos residuais de granito encontraram-se mais próximos aos resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento de interface lisa (0 kPa). Cabe salientar que, o ensaio triaxial realizado no solo residual de migmatito apresentou valores maiores no intercepto coesivo (média de 13,5 kPa) apresentando-se bem diferente aos resultados obtidos nas amostras correspondentes a solos residuais de granito, os quais apresentaram valores entre 0 e 3 kPa, com média de 1 kPa. As curvas pertencentes ao resultado da trajetória de tensões se apresentam na Figura 35.

TABELA 18 – VALORES DE RESISTÊNCIA OBTIDOS DE ACORDO COM O CRITÉRIO DE RUPTURA PARA A AMOSTRA INDEFORMADA AI-07

Critério de Ruptura	c' (kPa)	Φ (°)
Residual – Deformação 10%	13	31
Máxima razão desviadora	14	32
σ'_1/σ'_3	13	33
Trajetória de tensões	14	32

FONTE: O autor (2017).

TABELA 19 – VALORES DE RESISTÊNCIA OBTIDOS DE ACORDO COM O CRITÉRIO DE RUPTURA PARA A AMOSTRA INDEFORMADA AI-14

Critério de Ruptura	c' (kPa)	Φ (°)
Inclinação constante	1	28
σ'_1/σ'_3	1	30
Trajetória de tensões	3	28

FONTE: O autor (2017).

TABELA 20 – VALORES DE RESISTÊNCIA OBTIDOS DE ACORDO COM O CRITÉRIO DE RUPTURA PARA A AMOSTRA INDEFORMADA AI-15

Critério de Ruptura	c' (kPa)	Φ (°)
Residual – Deformação 10%	1	33
Máxima razão desviadora	1	34
σ'_1/σ'_3	1	35
Trajectoria de tensões	0	35

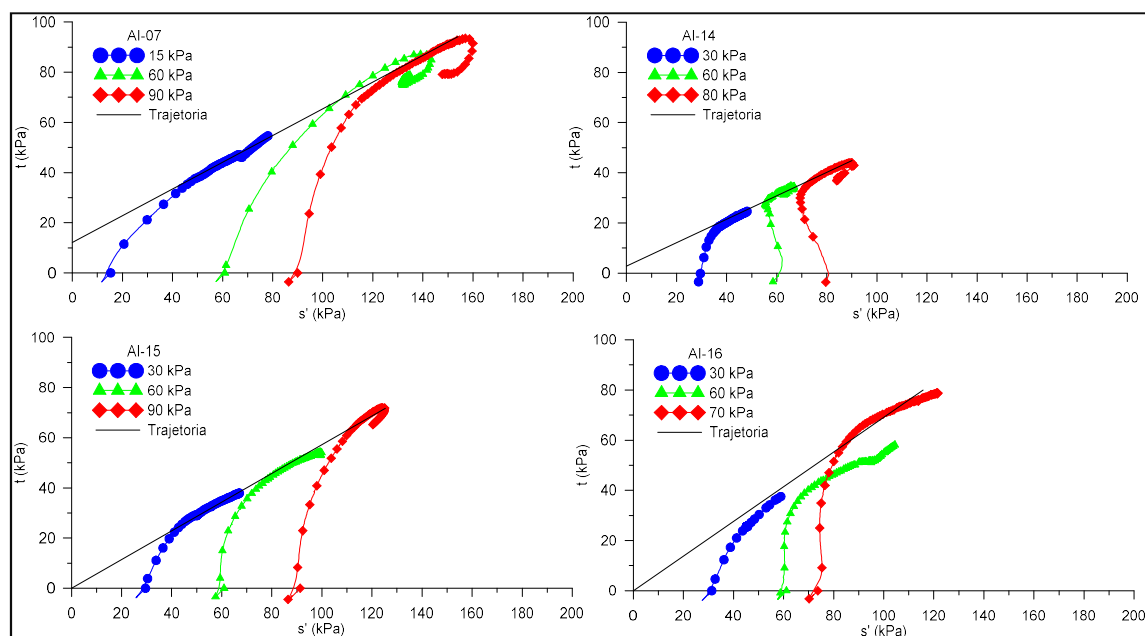
FONTE: O autor (2017).

TABELA 21 – VALORES DE RESISTÊNCIA OBTIDOS DE ACORDO COM O CRITÉRIO DE RUPTURA PARA A AMOSTRA INDEFORMADA AI-16

Critério de Ruptura	c' (kPa)	Φ (°)
Inclinação constante	2	36
σ'_1/σ'_3	2	36
Trajectoria de tensões	0	43

FONTE: O autor (2017).

FIGURA 35 – CURVAS DAS TRAJETÓRIAS DE TENSÕES DAS AMOSTRAS ENSAIADAS NO TRIAXIAL



FONTE: O autor (2017).

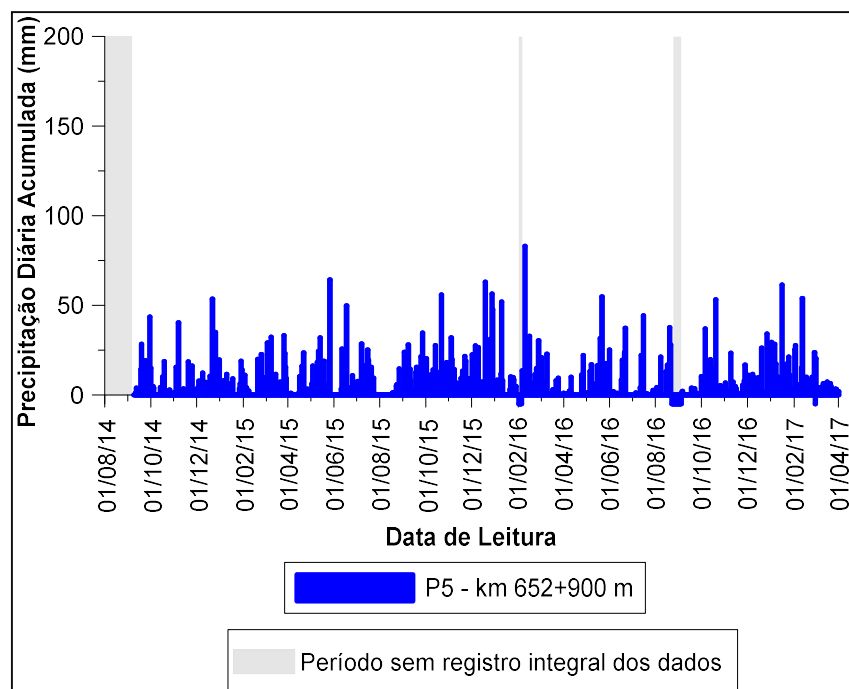
5.3 SERIES DE DADOS DE PLUVIOMETRIA

O propósito de obter esta série de dados parte do pressuposto de que quanto mais próximo estiver um instrumento da área de influência do parâmetro medido, mais confiáveis serão os dados.

A continuação se apresenta as séries de leituras de pluviometria obtidas a partir dos registros gerados pelos seis instrumentos localizados ao longo do trecho em estudo. A apresentação dos resultados foi feita na ordem de localização dos instrumentos, tentando realizar a descrição desde o instrumento mais ao norte, e de maior altitude para logo prosseguir até aquele situado mais no sul do trecho, ao pé da serra (Figura 36 a Figura 41).

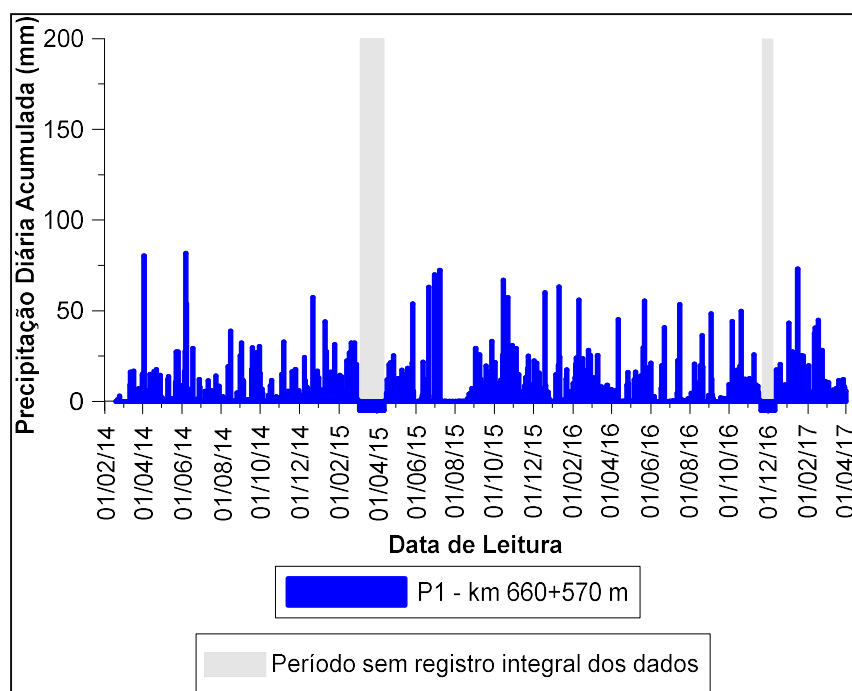
Durante o monitoramento se apresentaram certos períodos com falhas nas leituras dos instrumentos, razão pela qual, nos gráficos podem ser encontrados períodos sombreados em cor cinza, representando as datas entre as quais o instrumento não registrou ocorrências de precipitações. Isto foi feito no intuito de diferenciar os períodos de falha com os de não ocorrência normal de precipitações, ou seja, leitura zero.

FIGURA 36 – PRECIPITAÇÃO DIÁRIA ACUMULADA REGISTRADA NO POSTO DE MONITORAMENTO P5



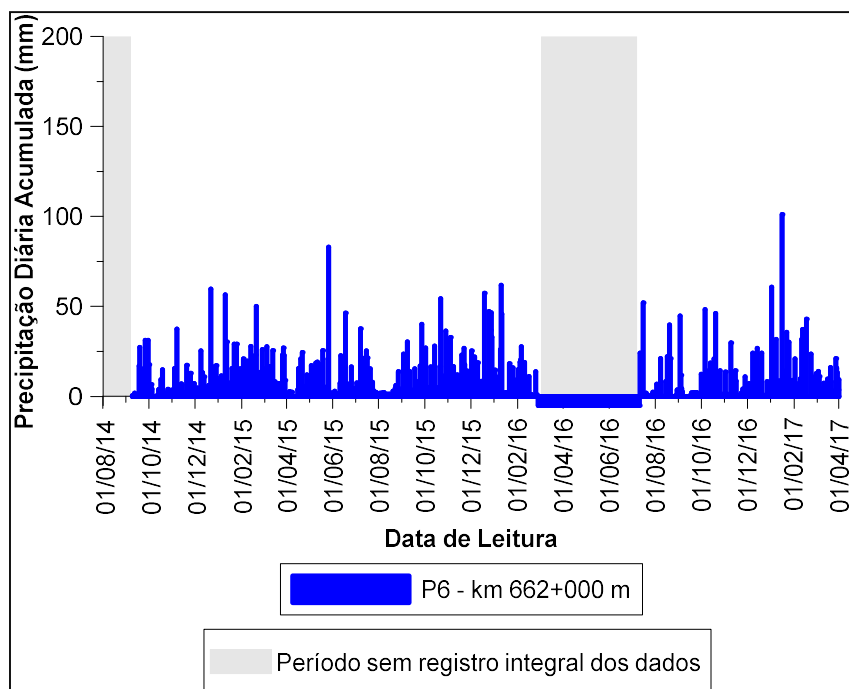
FONTE: O autor (2017).

FIGURA 37 – PRECIPITAÇÃO DIÁRIA ACUMULADA REGISTRADA NO POSTO DE MONITORAMENTO P1



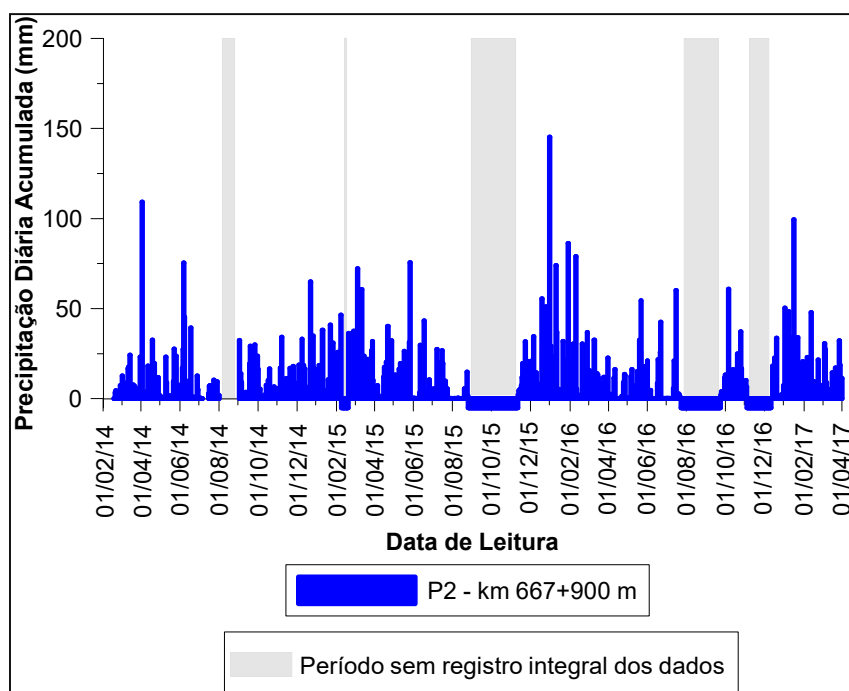
FONTE: O autor (2017).

FIGURA 38 – PRECIPITAÇÃO DIÁRIA ACUMULADA REGISTRADA NO POSTO DE MONITORAMENTO P6



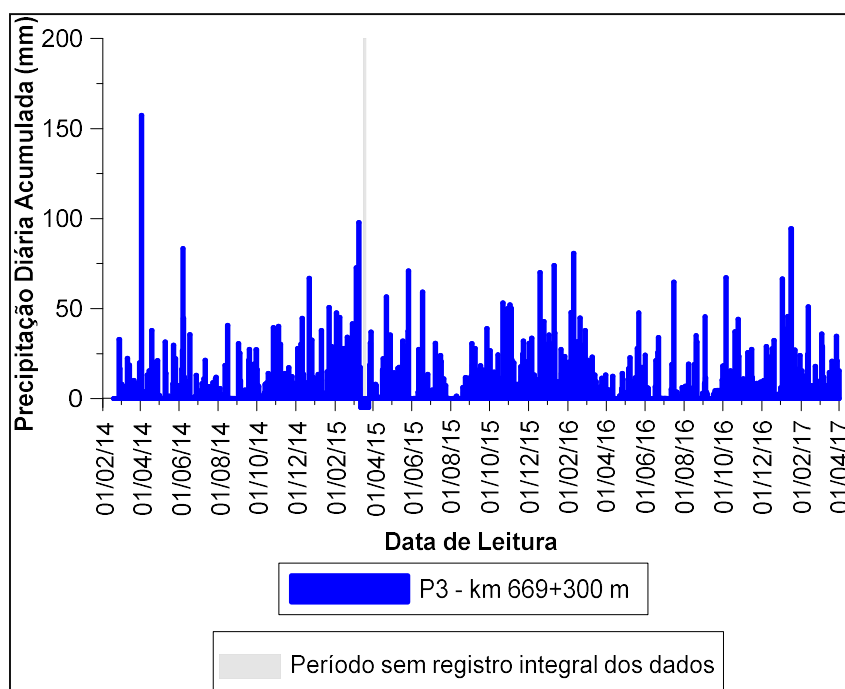
FONTE: O autor (2017).

FIGURA 39 – PRECIPITAÇÃO DIÁRIA ACUMULADA REGISTRADA NO POSTO DE MONITORAMENTO P2



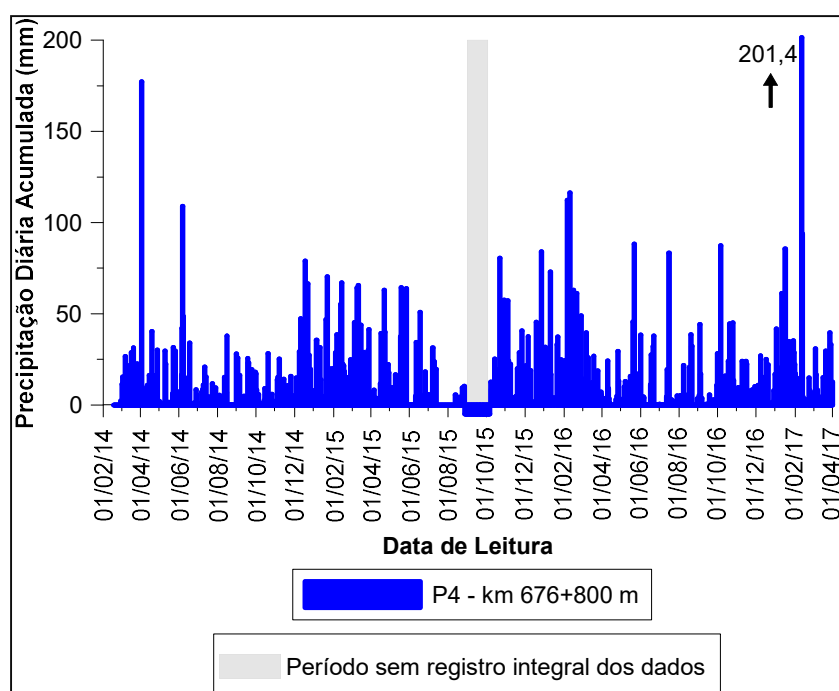
FONTE: O autor (2017).

FIGURA 40 – PRECIPITAÇÃO DIÁRIA ACUMULADA REGISTRADA NO POSTO DE MONITORAMENTO P3



FONTE: O autor (2017).

FIGURA 41 – PRECIPITAÇÃO DIÁRIA ACUMULADA REGISTRADA NO POSTO DE MONITORAMENTO P4

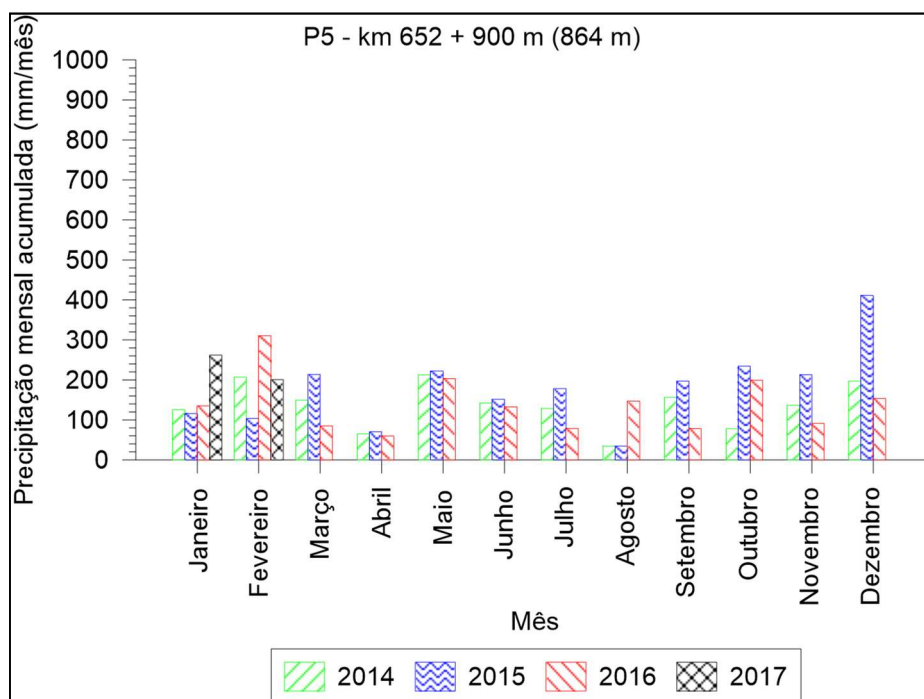


FONTE: O autor (2017).

Uma vez obtidos os valores de precipitações diárias acumuladas, se realizou o agrupamento destas ocorrências para valores mensais, com a finalidade de estabelecer possíveis ciclos. As figuras numeradas de 42 a 47 apresentam em gráfico de barras, os valores acumulados mensais para cada posto de monitoramento.

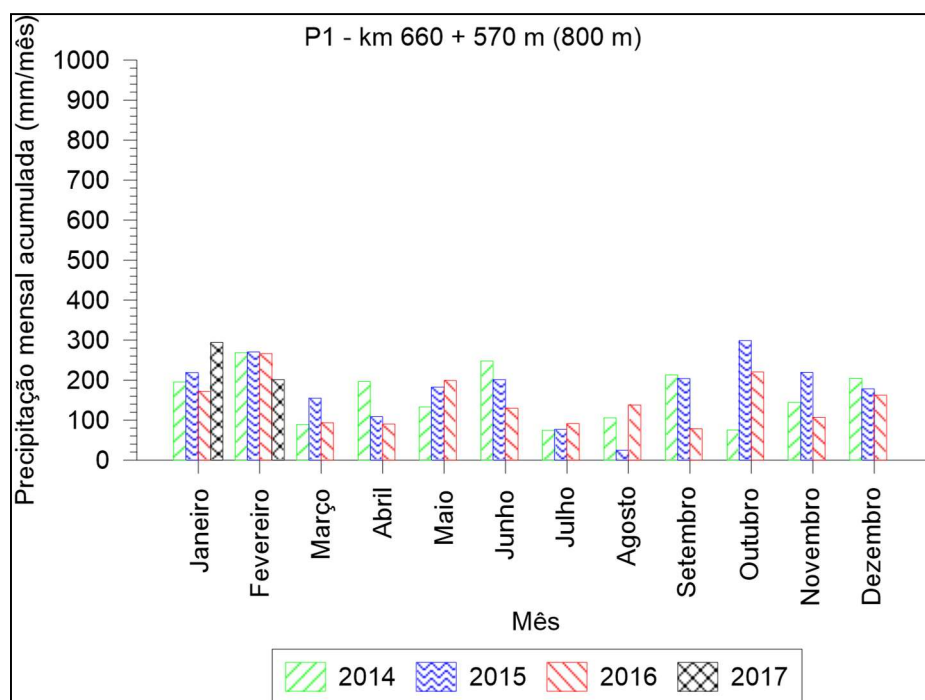
Pode ser observado que, os valores de chuva registrados nos instrumentos localizados em altitudes maiores tiveram menor magnitude do que aqueles localizados a menores altitudes. Ou seja, nas maiores altitudes os valores nos registros de precipitações são menores e nas menores altitudes, os valores nos registros são maiores.

FIGURA 42 – PRECIPITAÇÃO ACUMULADA MENSAL REGISTRADA NO POSTO DE MONITORAMENTO P5



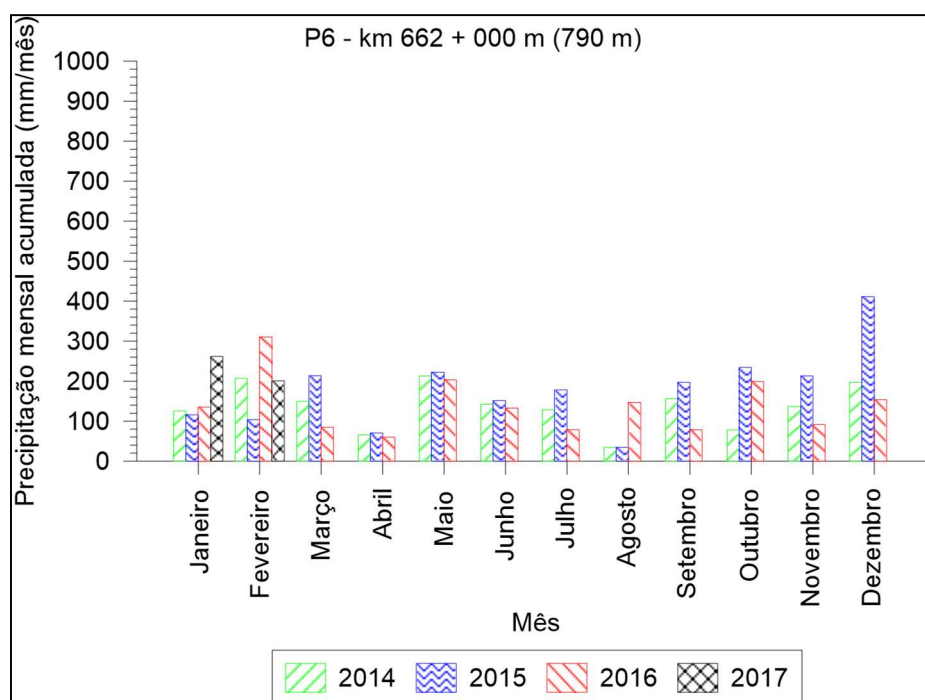
FONTE: O autor (2017).

FIGURA 43 – PRECIPITAÇÃO ACUMULADA MENSAL REGISTRADA NO POSTO DE MONITORAMENTO P1



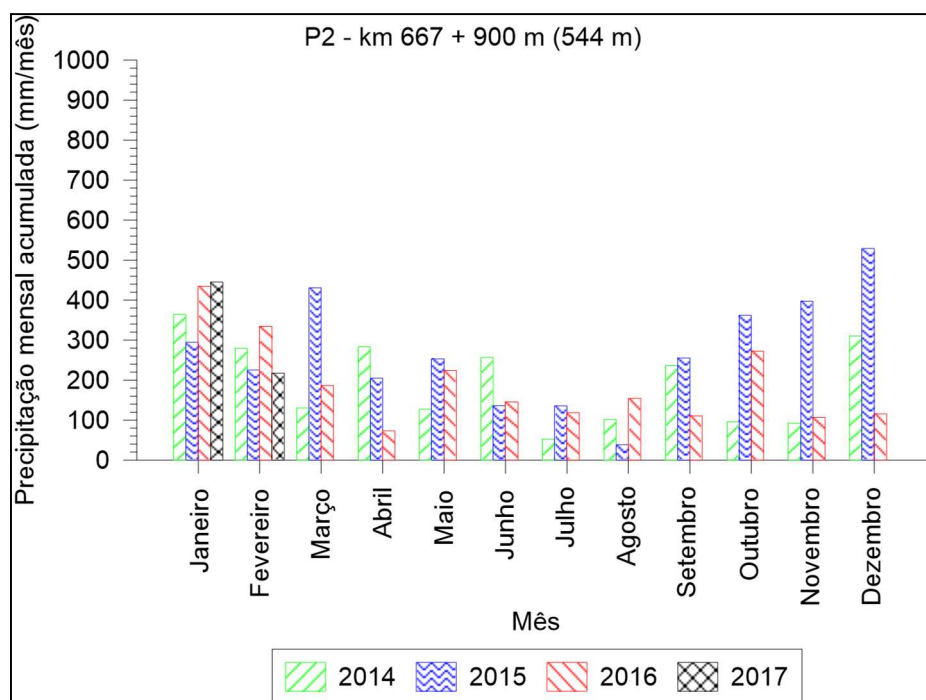
FONTE: O autor (2017).

FIGURA 44 – PRECIPITAÇÃO ACUMULADA MENSAL REGISTRADA NO POSTO DE MONITORAMENTO P6



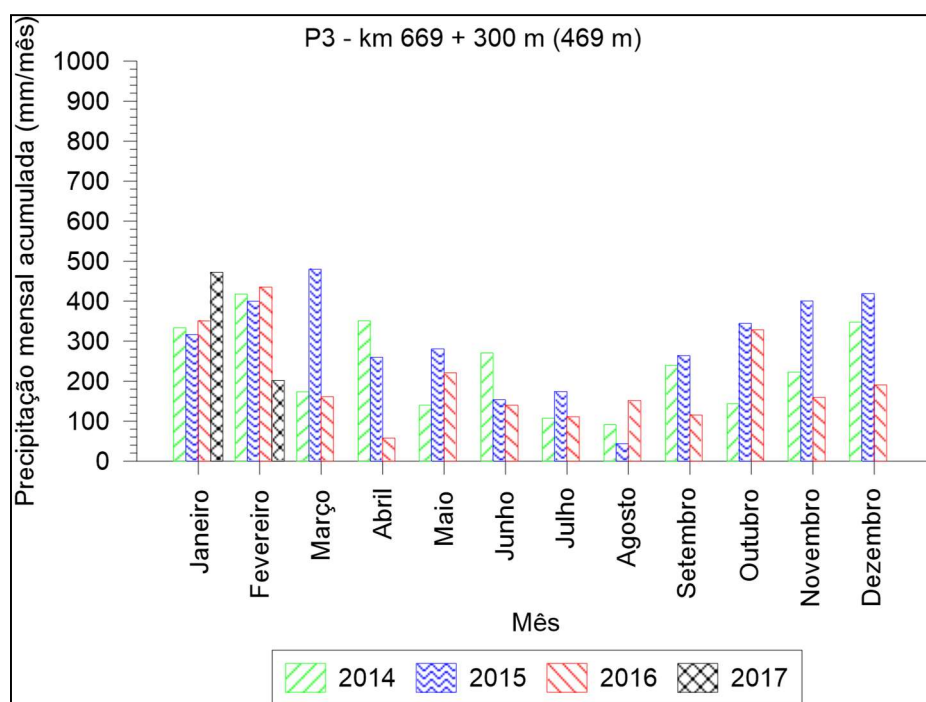
FONTE: O autor (2017).

FIGURA 45 – PRECIPITAÇÃO ACUMULADA MENSAL REGISTRADA NO POSTO DE MONITORAMENTO P2



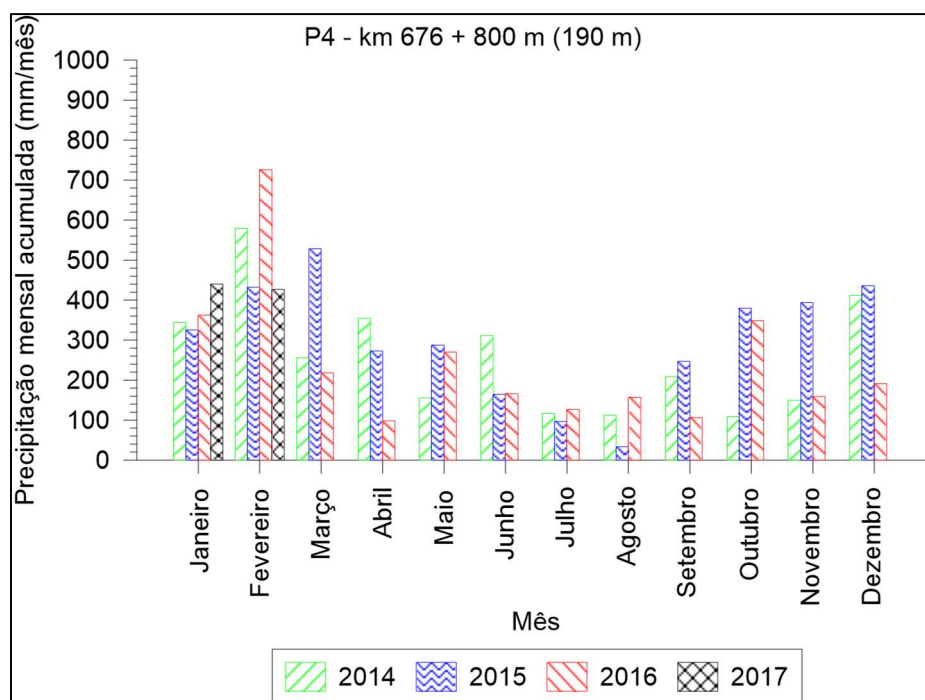
FONTE: O autor (2017).

FIGURA 46 – PRECIPITAÇÃO ACUMULADA MENSAL REGISTRADA NO POSTO DE MONITORAMENTO P3



FONTE: O autor (2017).

FIGURA 47 – PRECIPITAÇÃO ACUMULADA MENSAL REGISTRADA NO POSTO DE MONITORAMENTO P4



FONTE: O autor (2017).

A partir destes gráficos se observou que os instrumentos apresentam períodos com maior quantidade de ocorrência de chuvas e períodos onde as precipitações diminuem consideravelmente. No caso dos instrumentos colocados na serra e no primeiro planalto, as variações são mínimas quando comparado aos instrumentos colocados no pé da serra e a menores altitudes, podendo identificar variações de até 500 mm entre o maior e o menor valor medido.

Na Tabela 22 são apresentados os valores mensais acumulados de cada um dos instrumentos instalados, onde se podem observar as magnitudes das chuvas nos períodos monitorados. Cabe salientar que existem datas nas quais se apresentaram erros ou falhas nas leituras, devido a diferentes situações, pelo qual o dado apresentado é vazio ou parcial, representado por um traço na tabela. De modo a estimar os valores de precipitações nos meses onde se apresentaram erros e/ou falhas nas leituras, foi estimado o valor a partir dos valores de leituras dos instrumentos localizados na mesma área de contribuição hidrográfica. Estes valores são apresentados na Tabela 23.

Para avaliar a evolução dos acumulados anuais, foram realizados os cálculos para a precipitação acumulada anual para os anos de 2014, 2015, 2016 e início de 2017, em cada um dos pontos referente aos instrumentos. Estes dados são apresentados na Tabela 24 e a evolução dos acúmulos se apresenta nas Figuras 48 a 53. Cabe salientar que, para a elaboração destas curvas de precipitação acumulada anual, utilizaram-se os valores estimados para aqueles períodos onde se apresentaram falhas nas leituras e conseqüente ausência de registros (Tabela 23).

TABELA 22 – VALORES ACUMULADOS MENSAIS DE PRECIPITAÇÕES NOS PONTOS INSTRUMENTADOS

Mês/Ano	P1 (mm/mês)	P2 (mm/mês)	P3 (mm/mês)	P4 (mm/mês)	P5 (mm/mês)	P6 (mm/mês)
Março-2014	89,0	130,2	173,8	256,0	-	-
Abril-2014	196,6	283,2	351,0	354,8	-	-
Maio-2014	133,0	127,2	140,0	155,4	-	-
Junho-2014	247,8	256,8	270,2	311,6	-	-
Julho-2014	74,2	52,2	107,4	116,8	-	-
Agosto-2014	105,6	1,8	91,0	112,2	-	-
Setembro-2014	213,2	236,8	239,8	208,6	156,2	157,0
Outubro-2014	75,4	95,6	143,8	108,8	77,8	87,6
Novembro-2014	144,4	92,2	222,8	149,4	136,8	159,2
Dezembro-2014	204,6	310,8	347,6	411,6	197,2	230,0
Janeiro-2015	218,8	294,6	316,6	325,6	115,6	264,0
Fevereiro-2015	270,2	225,2	399,8	432,6	103,2	299,4
Março-2015	2,0	430,6	366,4	528,4	213,6	249,8
Abril-2015	108,8	205,4	259,6	273,0	70,8	122,2
Maio-2015	182,6	253,2	280,8	287,2	222,2	241,0
Junho-2015	201,2	136,0	153,4	164,8	151,8	172,0
Julho-2015	77,0	29,4	174,0	96,8	178,4	216,2
Agosto-2015	24,4	-	43,8	33,4	34,6	52,2
Setembro-2015	204,0	-	263,8	-	197,4	229,4
Outubro-2015	298,8	191,6	344,2	379,6	234,2	307,8
Novembro-2015	219,2	191,6	400,8	393,8	213,2	313,2
Dezembro-2015	178,4	529,2	419,0	436,2	411,0	419,8
Janeiro-2016	171,8	434,4	350,4	362,6	135,0	273,0
Fevereiro-2016	266,2	334,2	350,6	726,4	226,4	148,4

(continua)

TABELA 22 – VALORES ACUMULADOS MENSAIS DE PRECIPITAÇÕES NOS PONTOS INSTRUMENTADOS

(continuação)

Mês/Ano	P1 (mm/mês)	P2 (mm/mês)	P3 (mm/mês)	P4 (mm/mês)	P5 (mm/mês)	P6 (mm/mês)
Março-2016	93,4	186,6	161,0	218,2	85,0	138,8
Abril-2016	90,4	73,0	57,6	98,2	59,8	2,6
Mai-2016	199,0	224,0	220,8	270,0	203,0	12,2
Junho-2016	129,8	145,8	140,0	166,2	132,8	0,2
Julho-2016	91,2	109,0	111,0	126,6	81,6	103,2
Agosto-2016	138,0		151,6	156,8	142,8	150,6
Setembro-2016	78,4	20,8	115,2	106,4	15,4	82,0
Outubro-2016	220,4	272,8	328,8	390,0	199,4	247,0
Novembro-2016	71,6	17,0	159,4	159,0	91,4	122,4
Dezembro-2016	89,2	115,6	190,6	191,2	153,8	170,8
Janeiro-2017	294,4	445,2	472,4	440,2	262,0	382,6
Fevereiro-2017	210,0	217,4	201,6	426,0	191,8	203,0

FONTE: O autor (2017).

TABELA 23 – VALORES ACUMULADOS ESTIMADOS MENSAIS DE PRECIPITAÇÕES NOS PONTOS INSTRUMENTADOS

Mês/Ano	P1 (mm/mês)	P2 (mm/mês)	P3 (mm/mês)	P4 (mm/mês)	P5 (mm/mês)	P6 (mm/mês)
Janeiro-2014	195,3	364,5	333,5	344,1	125,3	268,5
Fevereiro-2014	268,2	279,7	417,4	579,5	206,9	237,6
Março-2014	89,0	130,2	173,8	256,0	149,3	169,5
Abril-2014	196,6	283,2	351,0	354,8	65,3	98,7
Mai-2014	133,0	127,2	140,0	155,4	212,6	221,0
Junho-2014	247,8	256,8	270,2	311,6	142,3	151,7
Julho-2014	74,2	52,2	107,4	116,8	128,5	156,6
Agosto-2014	105,6	101,6	91,0	112,2	34,6	52,2
Setembro-2014	213,2	236,8	239,8	208,6	156,2	157,0
Outubro-2014	75,4	95,6	143,8	108,8	77,8	87,6
Novembro-2014	144,4	92,2	222,8	149,4	136,8	159,2
Dezembro-2014	204,6	310,8	347,6	411,6	197,2	230,0
Janeiro-2015	218,8	294,6	316,6	325,6	115,6	264,0
Fevereiro-2015	270,2	225,2	399,8	432,6	103,2	299,4

(continua)

TABELA 23 – VALORES ACUMULADOS ESTIMADOS MENSAIS DE PRECIPITAÇÕES NOS PONTOS INSTRUMENTADOS

(continuação)

Mês/Ano	P1 (mm/mês)	P2 (mm/mês)	P3 (mm/mês)	P4 (mm/mês)	P5 (mm/mês)	P6 (mm/mês)
Março-2015	154,5	430,6	479,5	528,4	213,6	249,8
Abril-2015	108,8	205,4	259,6	273,0	70,8	122,2
Maio-2015	182,6	253,2	280,8	287,2	222,2	241,0
Junho-2015	201,2	136,0	153,4	164,8	151,8	172,0
Julho-2015	77,0	135,4	174,0	96,8	178,4	216,2
Agosto-2015	24,4	38,6	43,8	33,4	34,6	52,2
Setembro-2015	204,0	255,2	263,8	246,6	197,4	229,4
Outubro-2015	298,8	361,9	344,2	379,6	234,2	307,8
Novembro-2015	219,2	397,3	400,8	393,8	213,2	313,2
Dezembro-2015	178,4	529,2	419,0	436,2	411,0	419,8
Janeiro-2016	171,8	434,4	350,4	362,6	135,0	273,0
Fevereiro-2016	266,2	334,2	435,0	726,4	310,5	175,7
Março-2016	93,4	186,6	161,0	218,2	85,0	89,2
Abril-2016	90,4	73,0	57,6	98,2	59,8	75,1
Maio-2016	199,0	224,0	220,8	270,0	203,0	201,0
Junho-2016	129,6	145,6	139,8	166,0	132,8	131,3
Julho-2016	91,2	118,8	111,0	126,6	78,6	96,9
Agosto-2016	138,0	154,2	151,6	156,8	147,1	82,0
Setembro-2016	78,4	110,8	115,2	106,4	78,2	150,6
Outubro-2016	220,2	272,4	328,4	348,8	199,2	246,8
Novembro-2016	106,9	107,0	159,4	159,0	91,4	122,4
Dezembro-2016	162,3	115,6	190,6	191,2	153,8	170,8
Janeiro-2017	294,4	445,2	472,4	440,2	262,0	382,6
Fevereiro-2017	201,4	217,6	201,8	427,0	200,8	203,0

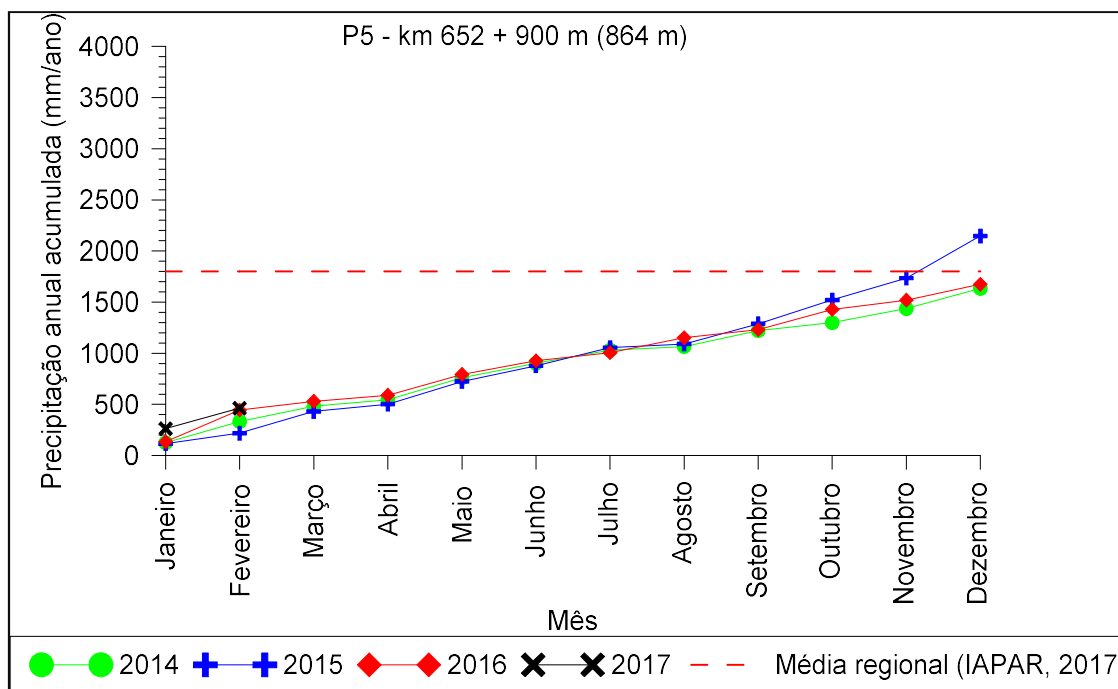
FONTE: O autor (2017).

TABELA 24 – VALORES ACUMULADOS ANUAIS DE PRECIPITAÇÃO NOS PONTOS DE INSTRUMENTAÇÃO

Ano	P1 (mm/ano)	P2 (mm/ano)	P3 (mm/ano)	P4 (mm/ano)	P5 (mm/ano)	P6 (mm/ano)
2014	1947,3	2330,8	2838,3	3108,8	1632,8	1989,4
2015	2137,8	3262,6	3535,3	3598,0	2146,0	2887,0
2016	1747,4	2276,6	2420,8	2930,0	1674,4	1814,8
Média	1944,2	2623,3	2931,5	3212,3	1817,7	2230,4
Desvio Padrão	195,2	554,3	563,1	345,8	285,1	575,3

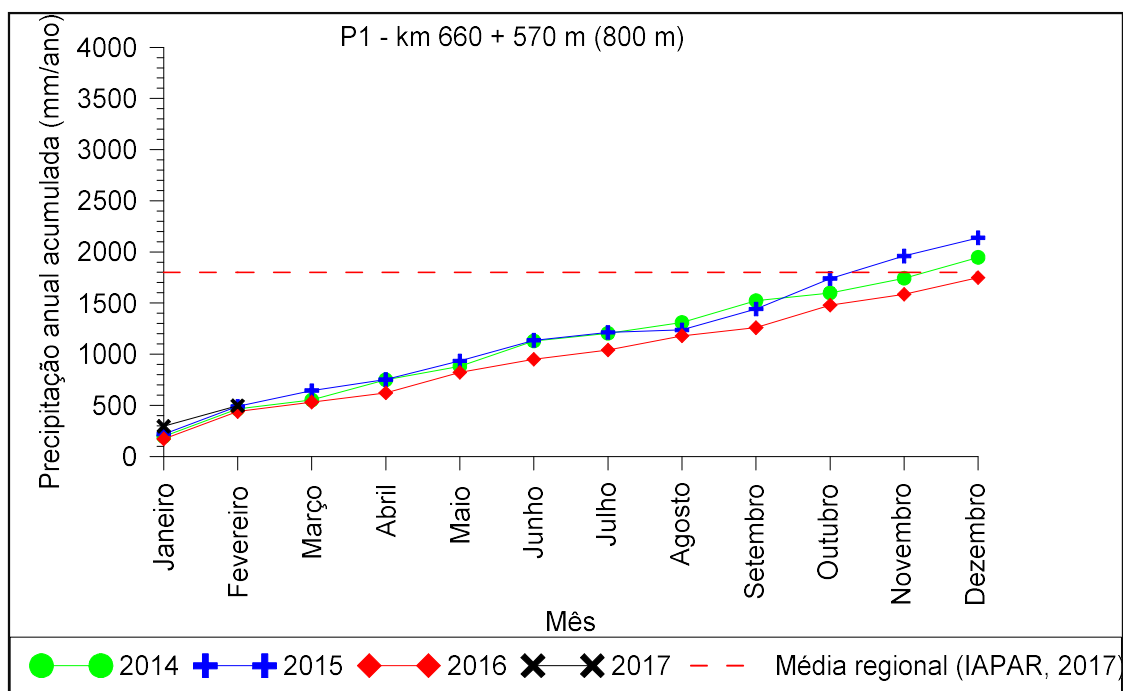
FONTE: O autor (2017).

FIGURA 48 – PRECIPITAÇÃO ACUMULADA ANUAL REGISTRADA NO POSTO DE MONITORAMENTO P5



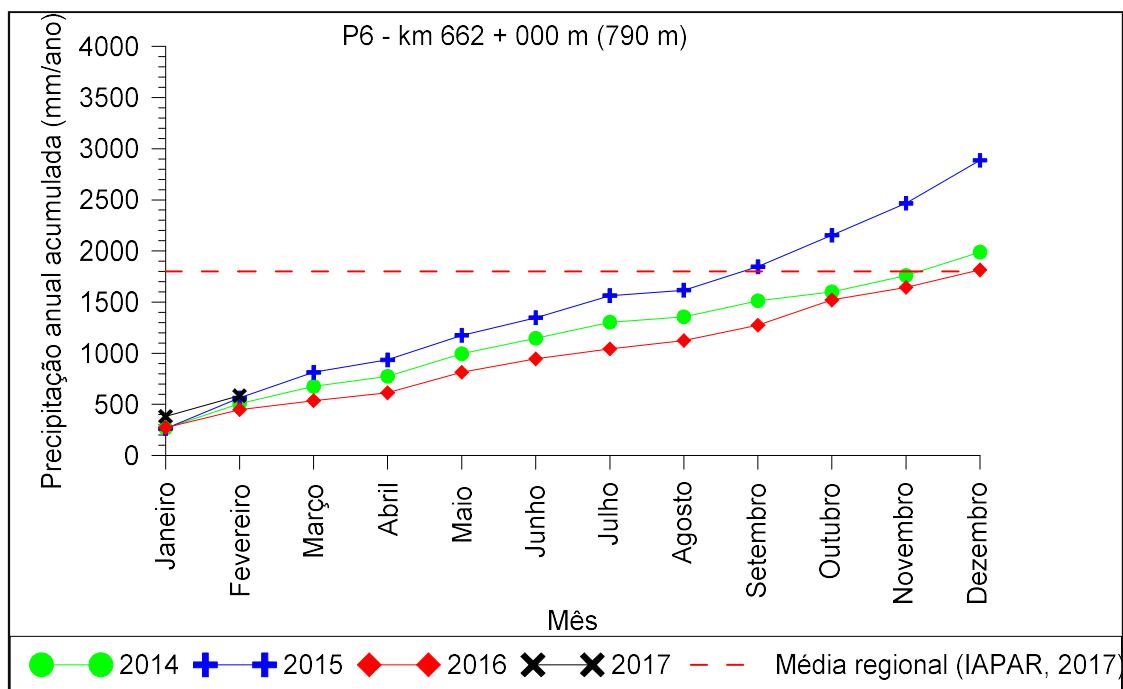
FONTE: O autor (2017).

FIGURA 49 – PRECIPITAÇÃO ACUMULADA ANUAL REGISTRADA NO POSTO DE MONITORAMENTO P1



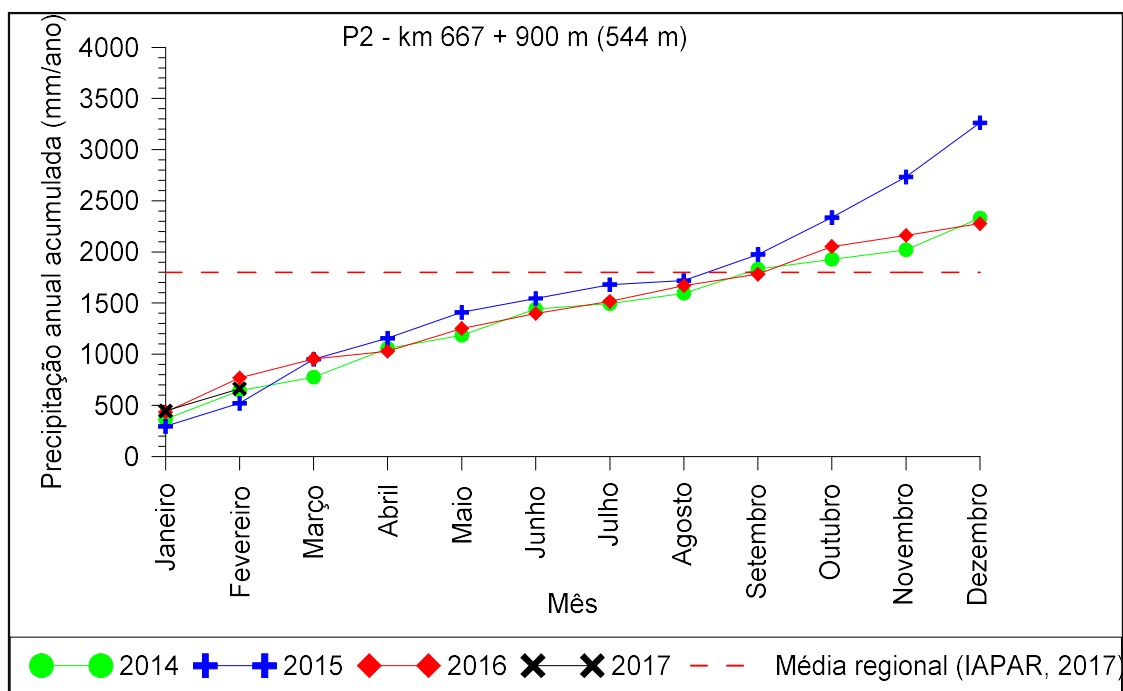
FONTE: O autor (2017).

FIGURA 50 – PRECIPITAÇÃO ACUMULADA ANUAL REGISTRADA NO POSTO DE MONITORAMENTO P6



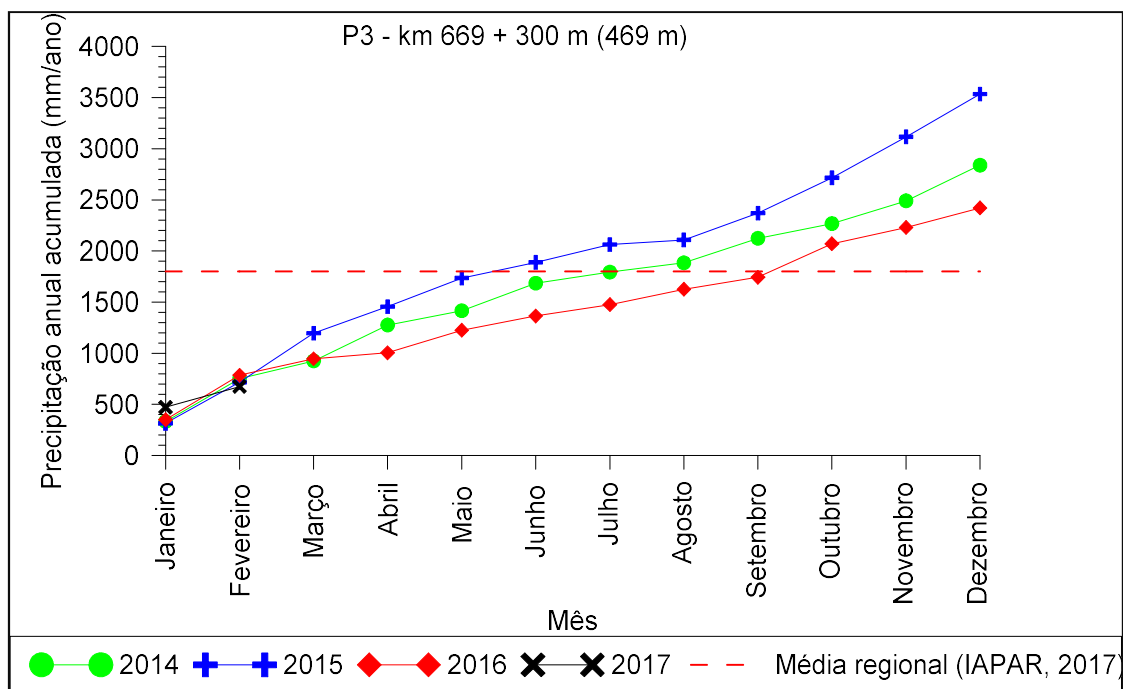
FONTE: O autor (2017).

FIGURA 51 – PRECIPITAÇÃO ACUMULADA ANUAL REGISTRADA NO POSTO DE MONITORAMENTO P2



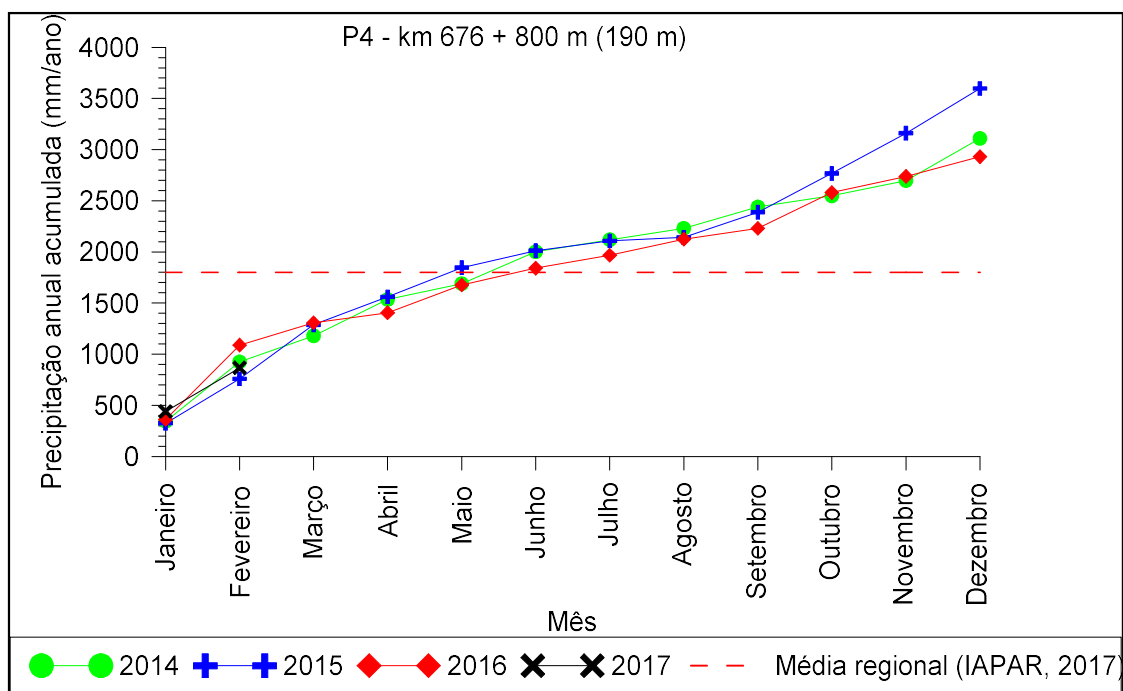
FONTE: O autor (2017).

FIGURA 52 – PRECIPITAÇÃO ACUMULADA ANUAL REGISTRADA NO POSTO DE MONITORAMENTO P3



FONTE: O autor (2017).

FIGURA 53 – PRECIPITAÇÃO ACUMULADA ANUAL REGISTRADA NO POSTO DE MONITORAMENTO P4



FONTE: O autor (2017).

No intuito de avaliar e classificar os eventos pluviométricos que ocorrem na região foi realizada a classificação da precipitação diária de maneira a estabelecer intervalos que permitiram conhecer a intensidade das mesmas.

Este procedimento foi realizado a partir do tratamento estatístico da base de dados, onde foram determinados inicialmente valores mínimos e máximos, média e desvio padrão para cada uma das séries históricas dos instrumentos. Com base nos trabalhos de Xavier e Xavier, (1987), Leite et al. (2011) e Souza et al. (2012) adotou-se o método de quantis para dividir em classes a ocorrência de precipitação acumulada diária. Para isto, foi adotada uma faixa de percentis de 5% e 95%, onde todas as observações fora deste intervalo se consideraram como fora do padrão ou *outliers*. O método aplicado consistiu na determinação do menor e maior valor de cada uma das séries (Mínimo e Máximo), o valor do primeiro e terceiro quartil e o valor da mediana, sendo este último o valor que descreve o centro da distribuição.

A Tabela 25 apresenta os valores obtidos a partir da análise estatística dos dados aplicado para cada uma das séries históricas correspondentes a cada pluviógrafo instalado na BR-376/PR. Na Tabela 26 podem ser observados os intervalos resultantes da classificação das chuvas em relação ao valor do quartil correspondente.

Na Tabela 27 foi realizado o cálculo de frequência em relação aos dias com ocorrência de eventos na série histórica de cada um dos instrumentos analisados e a classificação da chuva de acordo com os intervalos obtidos.

TABELA 25 – RESULTADOS DA ANÁLISE ESTATÍSTICA DAS PRECIPITAÇÕES PARA CADA INSTRUMENTO INSTALADO NA BR-376/PR

	P1 km 660+570	P2 km 667+900	P3 km 669+300	P4 km 676+700	P5 km 652+090	P6 km 662+000
Máximo	81,8	145,2	157,4	201,4	83,0	101,2
Mínimo	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Percentil 5%	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Primeiro quartis	0,4	1,0	1,0	1,0	0,6	1,2
Mediana	2,4	4,8	4,8	4,6	2,6	3,8
Terceiro quartis	9,6	13,2	13,2	15,2	10,0	11,4
Percentil 95%	29,6	35,8	37,1	44,6	28,9	30,4
Desvio Padrão	12,1	14,8	14,6	18,0	11,4	11,9
Total de observações	739	666	854	800	630	641

FONTE: O autor (2017).

TABELA 26 – CLASSIFICAÇÃO DAS PRECIPITAÇÕES (P) PARA CADA INSTRUMENTO INSTALADO NA BR-376/PR

	P1 km 660+570	P2 km 667+900	P3 km 669+300	P4 km 676+700	P5 km 652+090	P6 km 662+000	
Quartil	Intensidade (mm)	Intensidade (mm)	Intensidade (mm)	Intensidade (mm)	Intensidade (mm)	Intensidade (mm)	Classificação
$P < Q_{0,05}$	$P < 0,2$	$P < 0,2$	$P < 0,2$	$P < 0,2$	$P < 0,2$	$P < 0,2$	Dia seco (DS)
$Q_{0,05} \leq P \leq Q_{0,25}$	$0,2 \leq P \leq 0,4$	$0,2 \leq P \leq 1,0$	$0,2 \leq P \leq 1,0$	$0,2 \leq P \leq 1,0$	$0,2 \leq P \leq 0,6$	$0,2 \leq P \leq 1,2$	Chuva muito fraca (CMF)
$Q_{0,25} \leq P \leq Q_{0,50}$	$0,4 \leq P \leq 2,4$	$1,0 \leq P \leq 4,8$	$1,0 \leq P \leq 4,8$	$1,0 \leq P \leq 4,6$	$0,6 \leq P \leq 2,6$	$1,2 \leq P \leq 3,8$	Chuva fraca (CF)
$Q_{0,50} \leq P \leq Q_{0,75}$	$2,4 \leq P \leq 9,6$	$4,8 \leq P \leq 13,2$	$4,8 \leq P \leq 13,2$	$4,6 \leq P \leq 15,2$	$2,6 \leq P \leq 10,0$	$3,8 \leq P \leq 11,4$	Chuva moderada (CM)
$Q_{0,75} \leq P \leq Q_{0,95}$	$9,6 \leq P \leq 29,6$	$13,2 \leq P \leq 35,8$	$13,2 \leq P \leq 37,1$	$15,2 \leq P \leq 44,6$	$10,0 \leq P \leq 28,9$	$11,4 \leq P \leq 30,4$	Chuva forte (CFO)
$P \geq Q_{0,95}$	$P \geq 29,6$	$P \geq 35,8$	$P \geq 37,1$	$P \geq 44,6$	$P \geq 28,9$	$P \geq 30,4$	Chuva muito forte (CMFO)

FONTE: O autor (2017).

TABELA 27 – CLASSIFICAÇÃO DOS EVENTOS DE CHUVA DE ACORDO COM OS INTERVALOS OBTIDOS PARA CADA INSTRUMENTO INSTALADO NA BR-376/PR E QUANTIDADE DE OCORRÊNCIAS

	P1 km 660+570 (dias)	P2 km 667+900 (dias)	P3 km 669+300 (dias)	P4 km 676+700 (dias)	P5 km 652+090 (dias)	P6 km 662+000 (dias)
Dia Seco (DS)	319	210	270	278	276	145
Chuva muito fraca (CMF)	132	143	170	176	125	142
Chuva fraca (CF)	196	168	216	201	168	159
Chuva Moderada (CM)	191	168	215	202	156	162
Chuva Forte (CFO)	148	133	171	159	128	127
Chuva Muito Forte (CMFO)	38	32	42	35	32	33
Chuva Extrema (CE)	0	2	0	3	0	1
Chuva Muito Extrema (CME)	0	0	1	2	0	0
Total de observações	1024	856	1085	1056	885	769

FONTE: O autor (2017).

5.4 ANÁLISE COMPARATIVA DOS MODELOS DIGITAIS DE TERRENO (MDT) UTILIZANDO VARIAÇÃO NA RESOLUÇÃO DA BASE DE DADOS

De maneira a atender uma das preocupações iniciais deste estudo, relacionado à acurácia do modelo, foi realizada uma análise quantitativa para determinar as variações e possíveis mascaramentos dos atributos principais para o estudo de áreas suscetíveis a movimentos de massa.

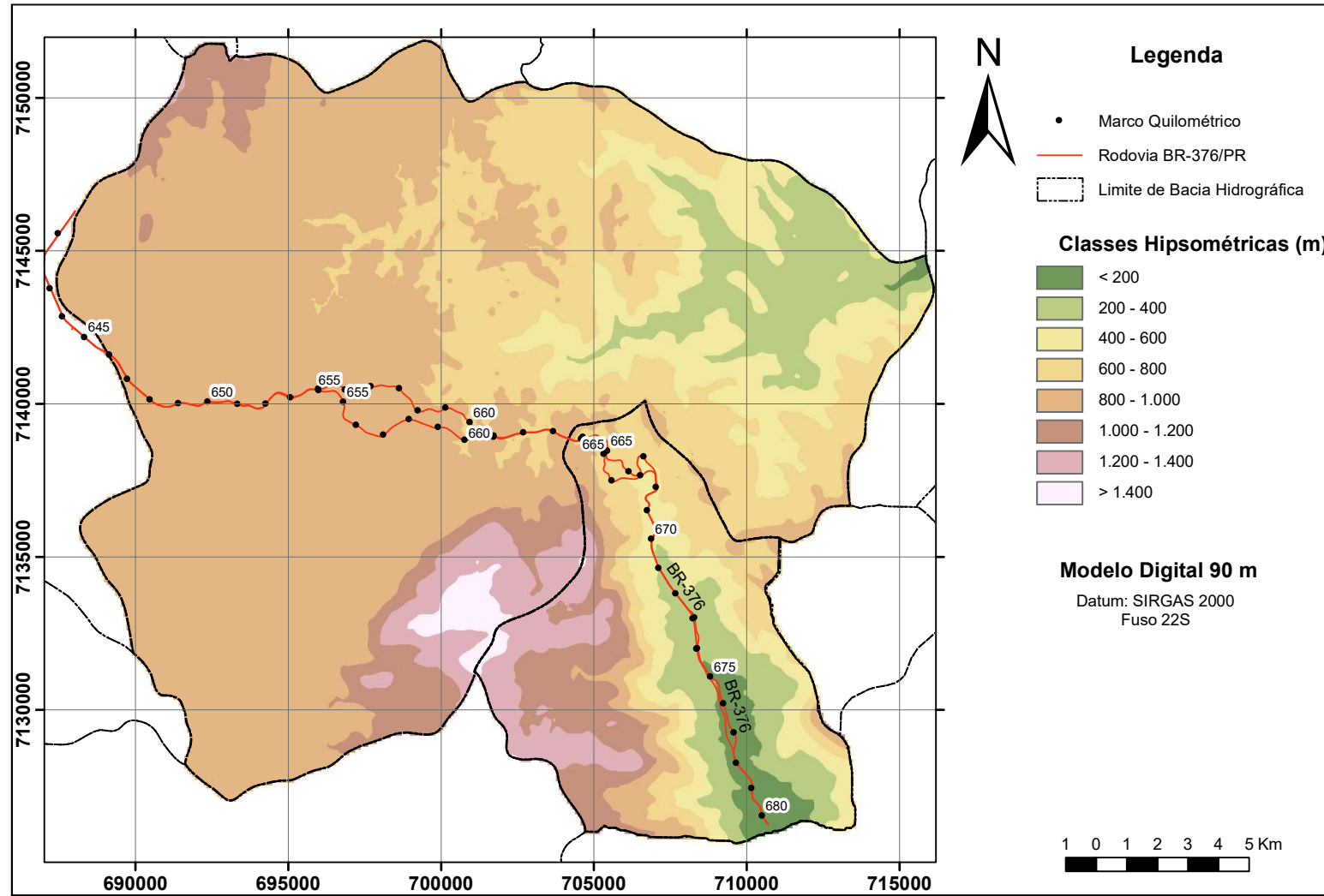
Como descrito anteriormente, a área de abrangência do estudo corresponde a aproximadamente 790 km², podendo ser classificada como de tamanho médio, com base no critério de classificação definido por Soeters e Van Westen (1996) e Rodrigues (2002). Estes autores também propõem que, para a análise de áreas instáveis através da técnica de fator de segurança, o tipo de análise a utilizar deveria ser o determinístico com a característica de ser aplicado a modelos de hidrologia e estabilidade de taludes.

Nesta área total encontram-se inseridas duas áreas de principal interesse para o estudo, as quais são representadas pelas áreas de contribuição hidrográfica dos rios São João, e que podem ser observados no trecho de estudo. Estas áreas apresentam uma área aproximada de 429 km² e 104 km² para um total de 533 km².

As comparações produzidas nesta análise corresponderam a simulações realizadas com a resolução das bases de dados de modelos digitais de terreno (MDT), que são comumente utilizados devido a estar disponibilizados de maneira gratuita, e os quais correspondem a modelos correspondentes ao processamento de dados da *Shuttle Radar Topographic Mission* (SRTM) e dados TOPODATA, os quais apresentam resolução espacial de 90 m e 30 m.

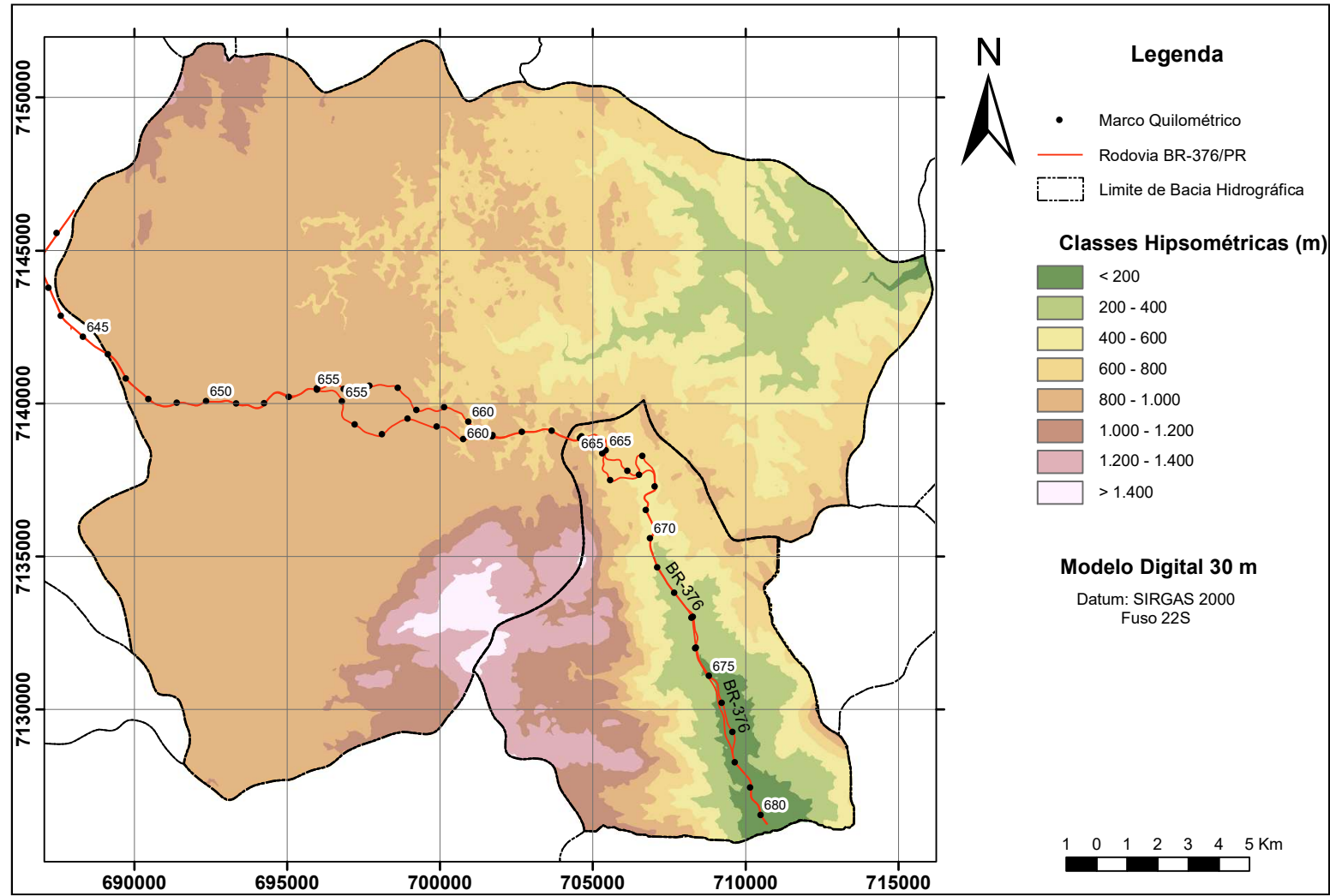
As Figura 54 a Figura 56 apresentam os MDT realizados a partir da simulação da resolução espacial de 90 m, 30 m e o processamento com 10 m de resolução espacial da base de dados original.

FIGURA 54 – MODELO DIGITAL DE TERRENO COM SIMULAÇÃO DE 90 METROS



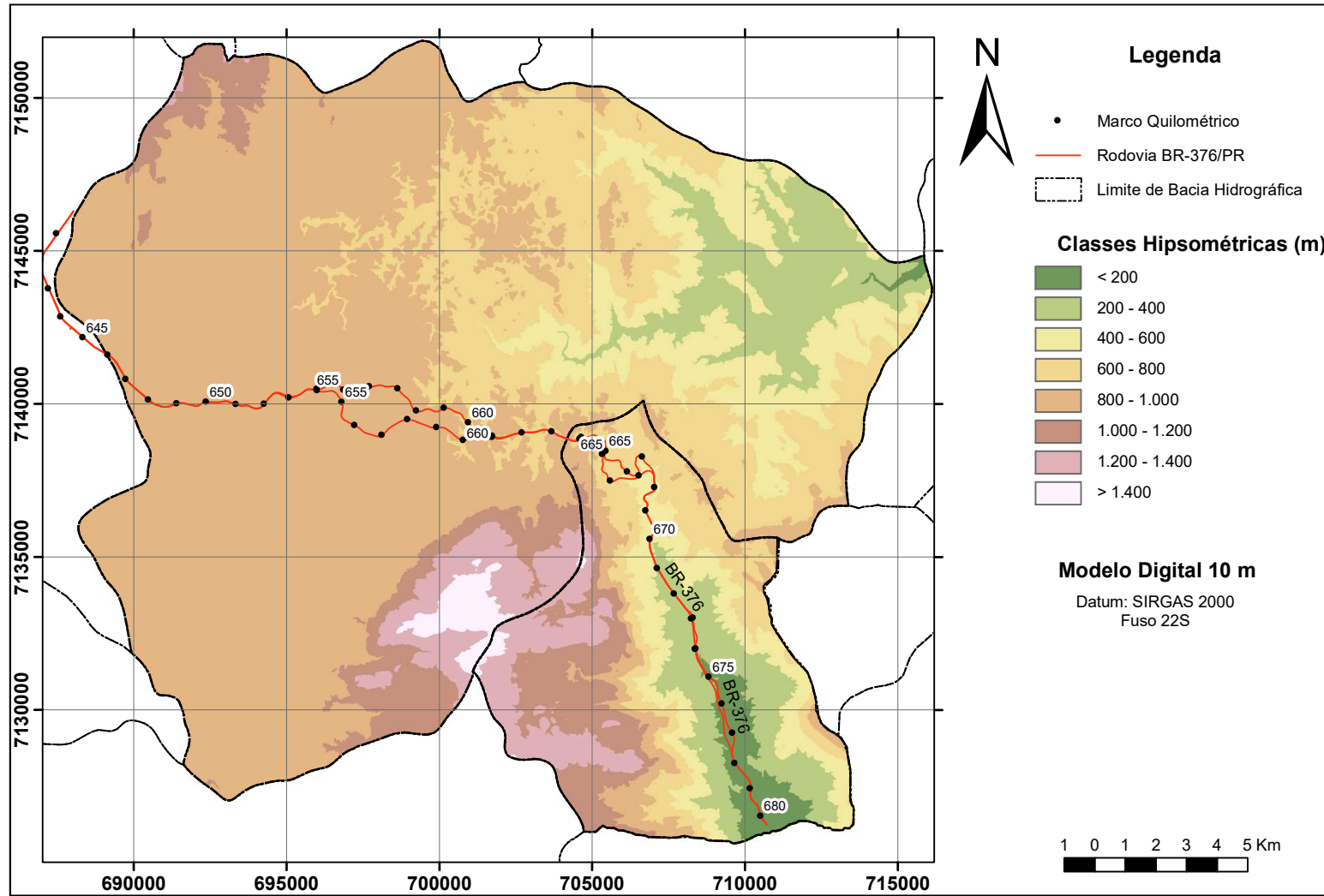
FONTE: O autor (2017).

FIGURA 55 – MODELO DIGITAL DE TERRENO COM SIMULAÇÃO DE 30 METROS



FONTE: O autor (2017).

FIGURA 56 – MODELO DIGITAL DE TERRENO COM BASE DE 10 METROS



FONTE: O autor (2017).

Com base nestes resultados foi realizada a discretização ou reclassificação das classes hipsométricas definidas, visando quantificar a porcentagem de cada uma destas em relação à área total e verificar se existem mudanças nas distribuições.

Os resultados deste processamento podem ser observados na Tabela 28 a Tabela 30, onde se apresentam os valores correspondentes à reclassificação das classes hipsométricas em relação à resolução do modelo.

TABELA 28 – RECLASSIFICAÇÃO DAS CLASSES HIPSONÉTRICAS NO MODELO DE RESOLUÇÃO DE 90 M

Classe hipsométrica (m)	Área Norte (%)	Área Sul (%)	Área Total (%)
< 200	0,1	7,3	1,6
200-400	6,5	17,4	8,7
400-600	9,2	16,5	10,6
600-800	18,4	19,1	18,6
800-1000	56,0	11,6	47,3
1000-1200	5,4	15,7	7,4
1200-1400	3,2	11,6	4,8
> 1400	1,1	0,8	1,1

FONTE: O autor (2017).

TABELA 29 – RECLASSIFICAÇÃO DAS CLASSES HIPSONÉTRICAS NO MODELO DE RESOLUÇÃO DE 30 M

Classe hipsométrica (m)	Área Norte (%)	Área Sul (%)	Área Total (%)
< 200	0,1	7,4	1,6
200-400	6,6	17,7	8,7
400-600	9,2	16,8	10,7
600-800	18,3	18,8	18,4
800-1000	56,1	11,4	47,4
1000-1200	5,4	15,7	7,4
1200-1400	3,1	11,6	4,8
> 1400	1,1	0,7	1,1

FONTE: O autor (2017).

TABELA 30 – RECLASSIFICAÇÃO DAS CLASSES HIPSONÉTRICAS NO MODELO DE RESOLUÇÃO DE 10 M

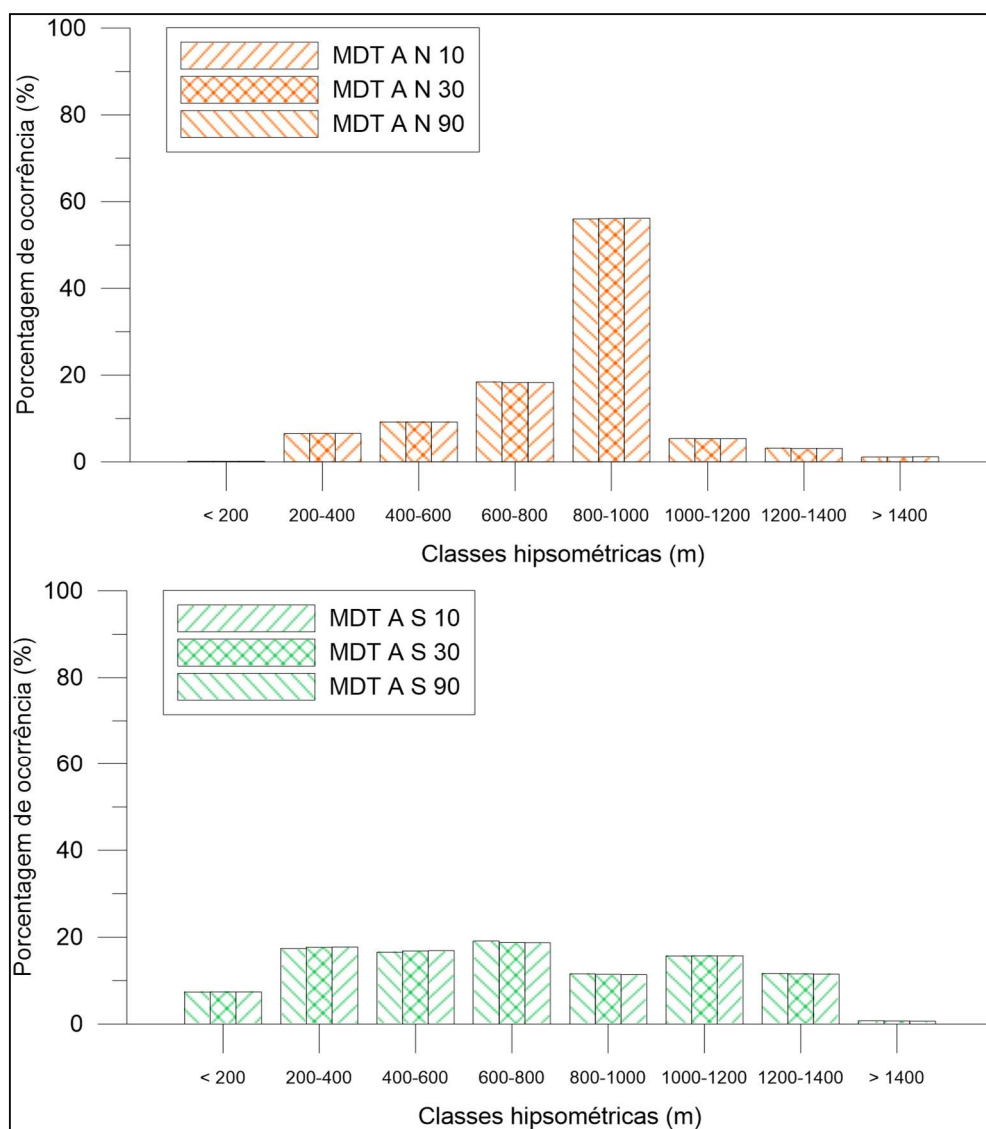
Classe hipsométrica (m)	Área Norte (%)	Área Sul (%)	Área Total (%)
< 200	0,1	7,4	2,6
200-400	6,6	17,7	14,7
400-600	9,2	16,9	18,0
600-800	18,3	18,7	31,0
800-1000	56,2	11,4	11,4
1000-1200	5,4	15,7	12,5
1200-1400	3,1	11,5	8,0
> 1400	1,2	0,7	1,8

FONTE: O autor (2017).

De maneira a visualizar melhor estes resultados, foram feitos gráficos de barra (Figura 57) nos quais se pode observar que, tanto na área norte (AN) como na área sul (AS), os modelos digitais do terreno (MDT) correspondentes a 90 m, 30 m e 10 m de resolução apresentaram tendência similar, com pouca variação na distribuição das classes, o que evidencia que neste atributo não são observadas diferenças pela resolução adotada.

Tendo em vista a não variação significativa na geração do MDT, foi feito o processamento para gerar os mapas de declividade para cada uma das resoluções adotadas anteriormente, resultando em três mapas de declividades apresentados na Figura 58 a Figura 60

FIGURA 57 – DISTRIBUIÇÃO DA RECLASSIFICAÇÃO DAS CLASSES HIPSONÉTICAS DOS MDT NA ÁREA DE ESTUDO



FONTE: O autor (2017).

FIGURA 58 – MAPA DE DECLIVIDADE COM BASE NA SIMULAÇÃO DO MDT DE 90 METROS

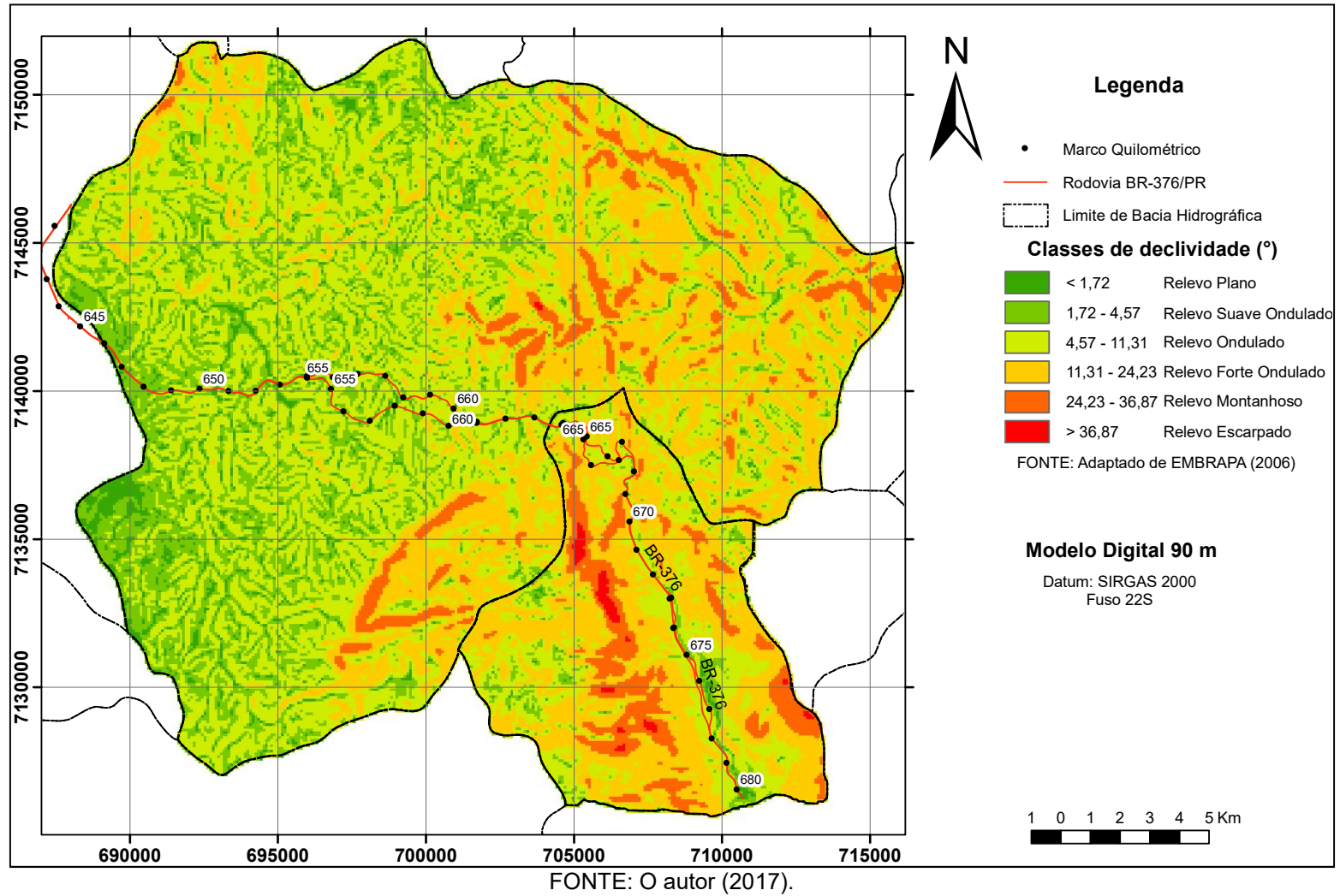
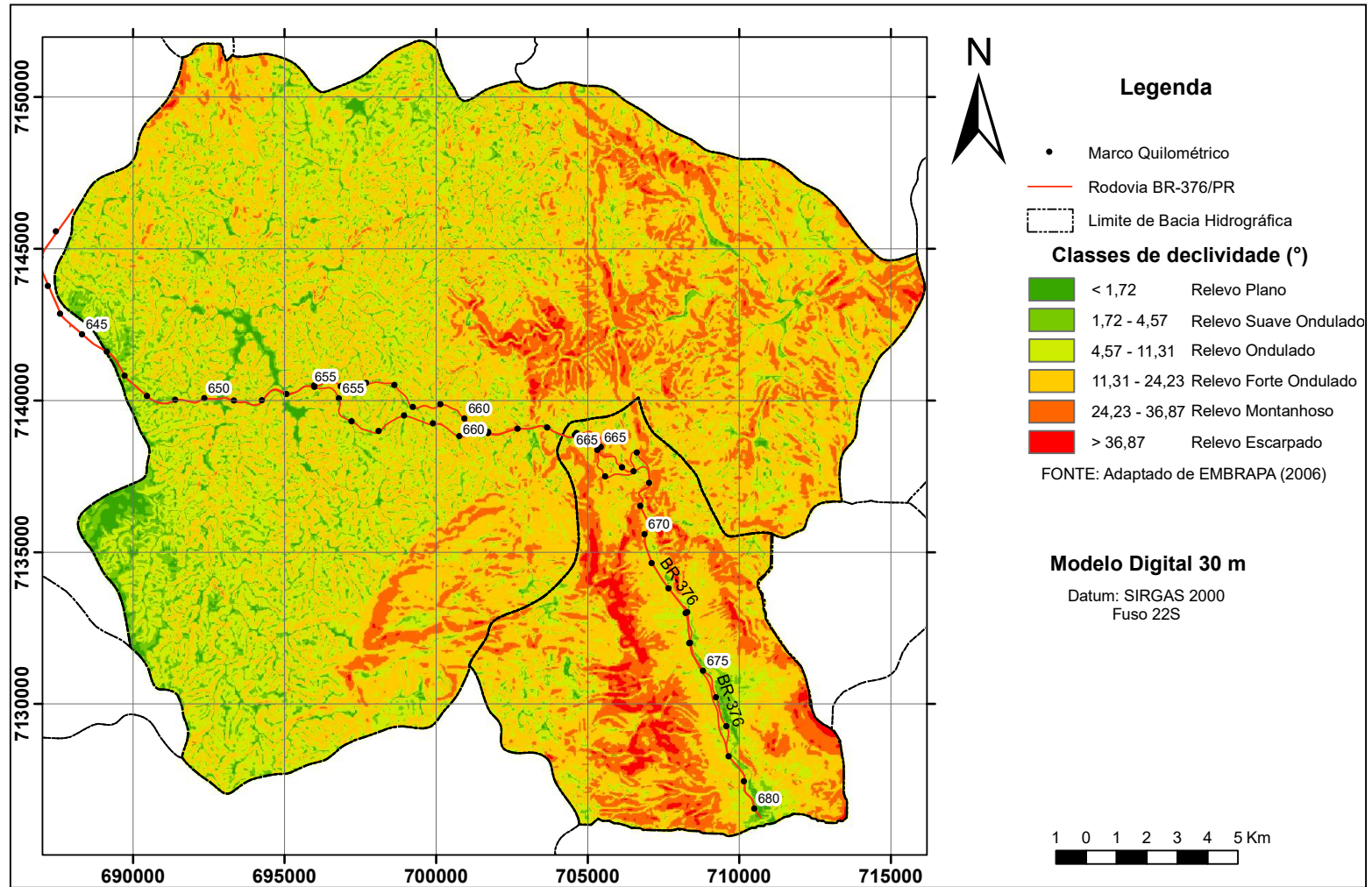
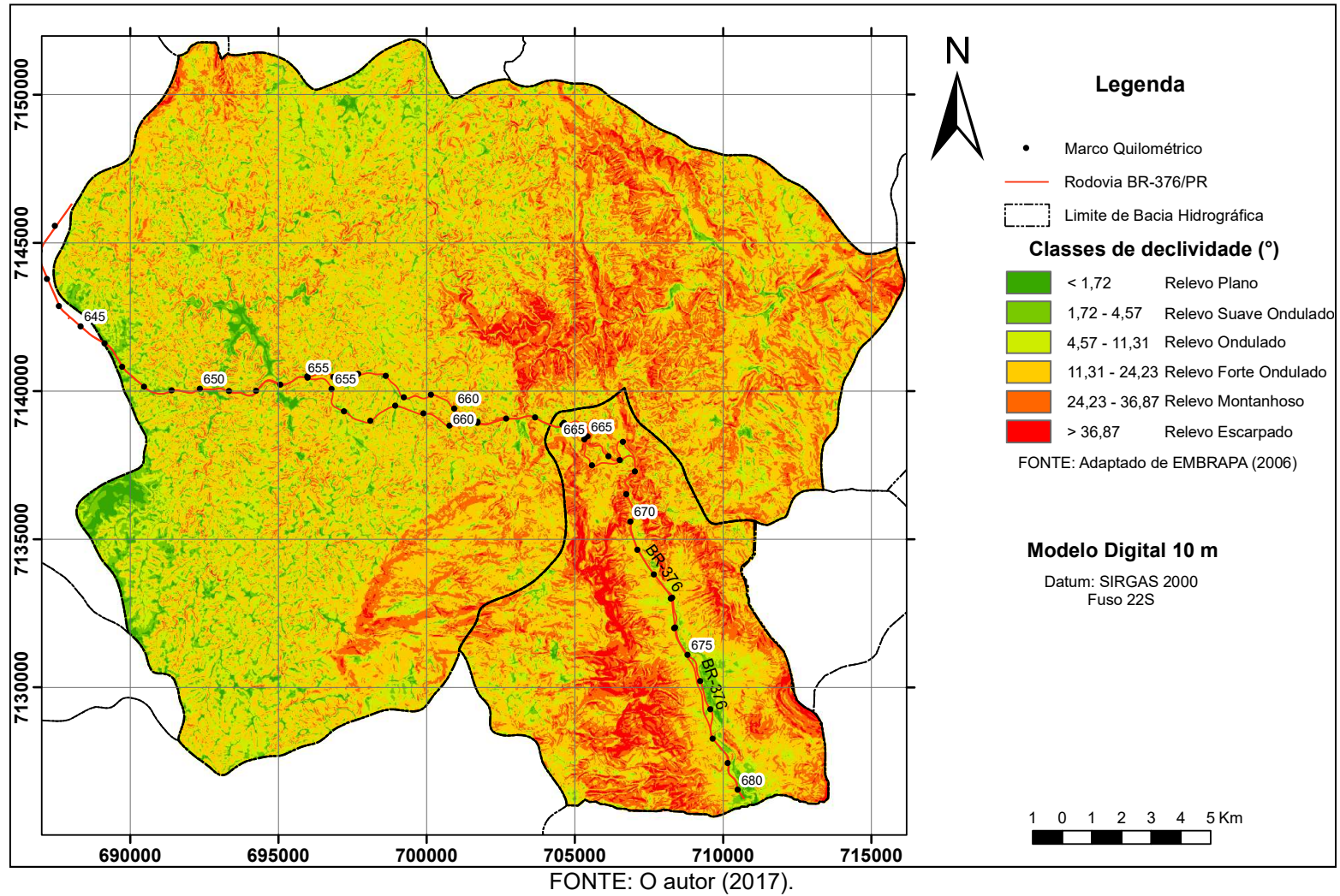


FIGURA 59– MAPA DE DECLIVIDADE COM BASE NA SIMULAÇÃO DO MDT DE 30 METROS



FONTE: O autor (2017).

FIGURA 60 – MAPA DE DECLIVIDADE COM BASE DE 10 METROS



Para definir os intervalos de declividades foi utilizada a classificação equivalente em graus gerada a partir da classificação de EMBRAPA (2006) para fases de relevo, a qual qualifica as condições de declividade, comprimento de encostas e a configuração superficial dos terrenos que afetam as formas topográficas. Entre outras aplicações, esta distinção é empregada para facilitar a inferência sobre suscetibilidade dos solos. As classes de relevo propostos estão definidas como se apresenta na Tabela 31.

Os resultados deste processamento podem ser observados nas Tabela 32 a Tabela 34, onde se apresentam os valores correspondentes à reclassificação da declividade em relação à resolução do MDT.

TABELA 31 – CLASSIFICAÇÃO DE FASES DE RELEVO DE ACORDO COM O SISTEMA BRASILEIRO DE CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS DA EMBRAPA (2006) E SEU EQUIVALENTE EM GRAUS (°)

Classificação	Porcentual de declividade (%)	Equivalência em graus (°)
Plano (P)	0 – 3	< 1,72
Suave ondulado (SO)	3 – 8	1,72 – 4,57
Ondulado (O)	8 – 20	4,57 – 11,31
Forte ondulado (FO)	20 – 45	11,31 – 24,23
Montanhoso (M)	45 – 75	24,23 – 36,87
Escarpado (E)	> 75	> 36,87

FONTE: O autor (2017).

TABELA 32 – RECLASSIFICAÇÃO DAS CLASSES DE DECLIVIDADE NO MODELO DE RESOLUÇÃO DE 90 M

Classe de declividade (°)	Área Norte (%)	Área Sul (%)	Área Total (%)
< 1,72 – P	5,1	1,1	4,3
1,72-4,57 – SO	21,1	5,6	18,1
4,57-11,31 – O	45,5	29,4	42,4
11,31-24,23 – FO	24,0	47,7	28,7
24,23-36,87 – M	4,3	14,7	6,3
> 36,87 – E	0,0	1,4	0,3

FONTE: O autor (2017).

TABELA 33 – RECLASSIFICAÇÃO DAS CLASSES DE DECLIVIDADE NO MODELO DE RESOLUÇÃO DE 30 M

Classe de declividade (°)	Área Norte (%)	Área Sul (%)	Área Total (%)
< 1,72 – P	3,1	0,9	2,7
1,72-4,57 – SO	9,2	3,6	8,1
4,57-11,31 – O	32,9	17,3	29,8
11,31-24,23 – FO	44,7	47,8	45,3
24,23-36,87 – M	9,7	25,2	12,7
> 36,87 – E	0,5	5,2	1,4

FONTE: O autor (2017).

TABELA 34 – RECLASSIFICAÇÃO DAS CLASSES DE DECLIVIDADE NO MODELO DE RESOLUÇÃO DE 10 M

Classe de declividade (°)	Área Norte (%)	Área Sul (%)	Área Total (%)
< 1,72 – P	2,7	0,7	4,8
1,72-4,57 – SO	8,5	3,4	15,1
4,57-11,31 – O	24,1	13,8	9,4
11,31-24,23 – FO	45,9	41,9	24,1
24,23-36,87 – M	16,8	29,9	39,3
> 36,87 – E	2,0	10,2	7,3

FONTE: O autor (2017).

Para melhor compreensão destes resultados, foram elaborados gráficos de barra por área de estudo (Figura 61), de maneira a comparar as variações apresentadas para cada um dos modelos de declividades com resolução diferente.

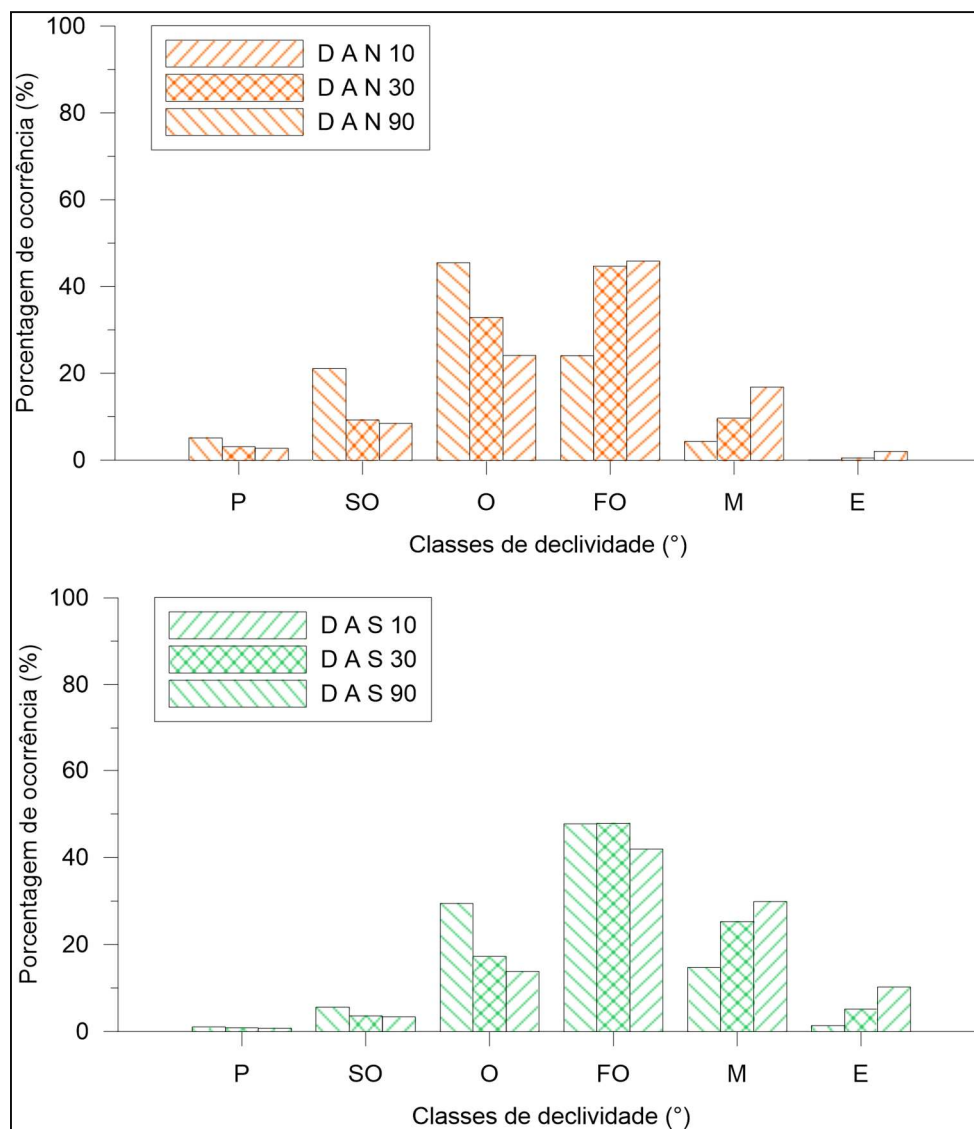
Pode ser observado que na análise da declividade tanto da área norte (DAN) como a declividade da área sul (DAS), os intervalos mais íngremes se encontram em menor proporção quando comparado às resoluções dos modelos. Neste sentido, o modelo de declividade gerado a partir do MDT com resolução de 90 m apresenta para as duas áreas uma distribuição de declividade maior para áreas com baixo ângulo e em menor proporção para áreas mais íngremes. Já o modelo realizado a partir do MDT com resolução de 10 m aparece como o que melhor se adapta às mudanças de relevo e, como consequência, à variação da declividade.

Na representação e elaboração dos modelos, a melhor aderência com a realidade ira trazer a melhor aproximação dos resultados das análises. É por isto que as bases de dados com o maior nível de detalhe serão as mais idôneas.

A partir desta análise e pelas considerações já descritas, conclui-se que o melhor modelo para a elaboração do estudo é com a base de 10 m, visto que a representação dos atributos topográficos mais relevantes, como é a declividade apresenta maior detalhamento.

Os resultados apresentados a partir desta análise concordam com o estudo realizado por Silveira e Silveira (2015), onde foram realizadas comparações com modelos digitais de elevação com distintas características de processamento e aquisição e no qual concluiu-se que os MDE de diferente resolução não apresentam diferenças significativas, mas os atributos topográficos obtidos a partir do processamento destes MDE's, apresentam variações.

FIGURA 61 – DISTRIBUIÇÃO DE OCORRÊNCIA DE CLASSES DE DECLIVIDADES NA ÁREA DE ESTUDO



FONTE: O autor (2017).

5.5 MODELO DIGITAL DE TERRENO (MDT) E MAPAS TEMÁTICOS

Com base nos resultados obtidos a partir da análise comparativa dos MDT, utilizando variação da resolução da base de dados, concluiu-se que a base de dados com maior representatividade para realizar as análises é a base com resolução de 10 m, visto que a partir desta resolução podem-se gerar produtos mais confiáveis quanto a atributos topográficos e morfológicos.

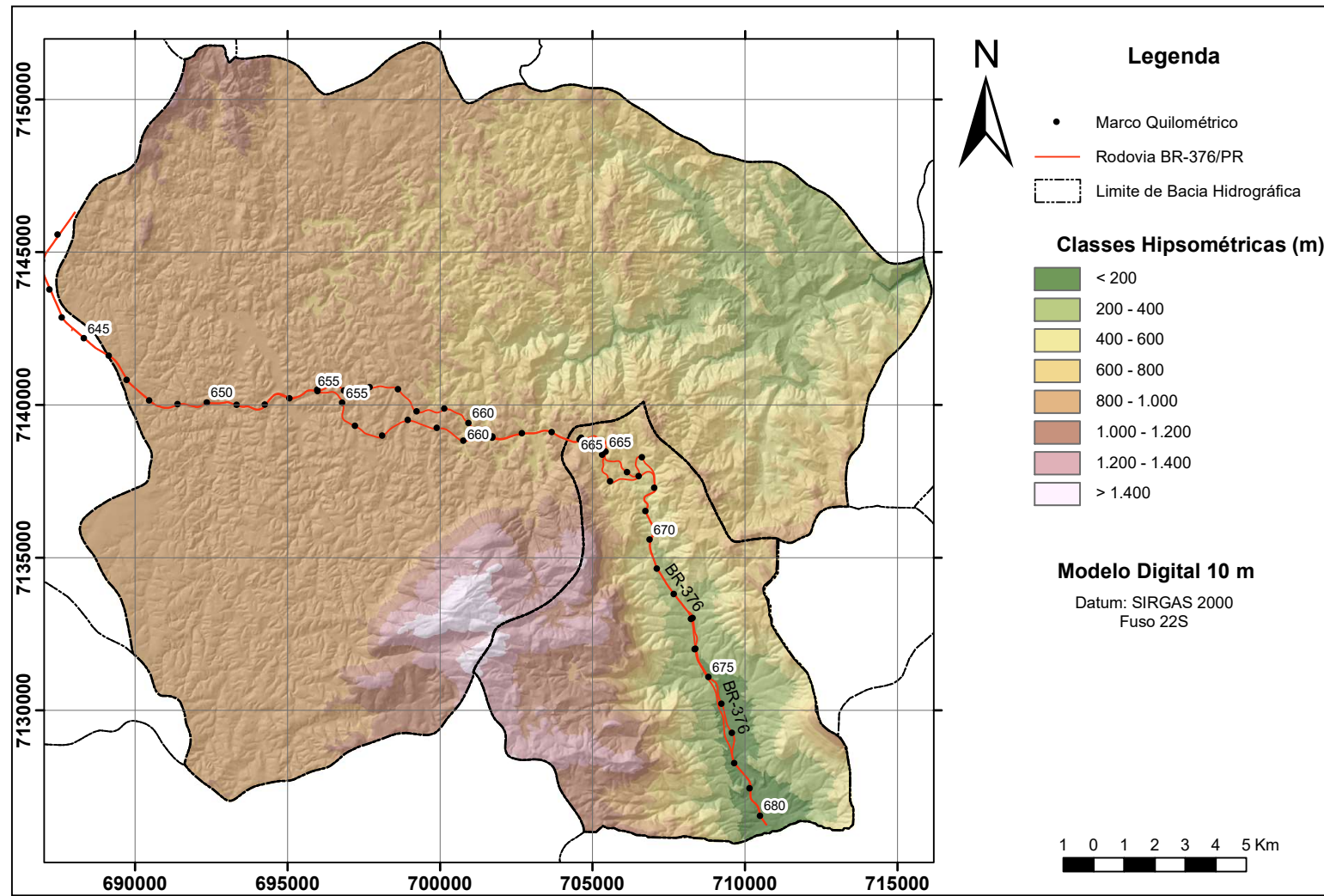
Na Figura 62 se apresenta o modelo digital de Terreno resultado da interpolação da base topográfica da área de estudo com o interpolador “*Topo to raster*” e o tamanho de pixel para a elaboração do modelo igual a 10 metros, adotado de acordo com o critério de equidistância das curvas de nível.

Além do modelo MDT, se apresenta junto na figura o sombreamento ou *Hillshade* para observar as feições do relevo e a correspondência com a hipsometria do modelo.

O *Hillshade* ou sombreamento é uma ferramenta que serve para realçar as características topográficas a partir da iluminação do relevo, que neste caso foi de 45° de elevação e azimute de 315°.

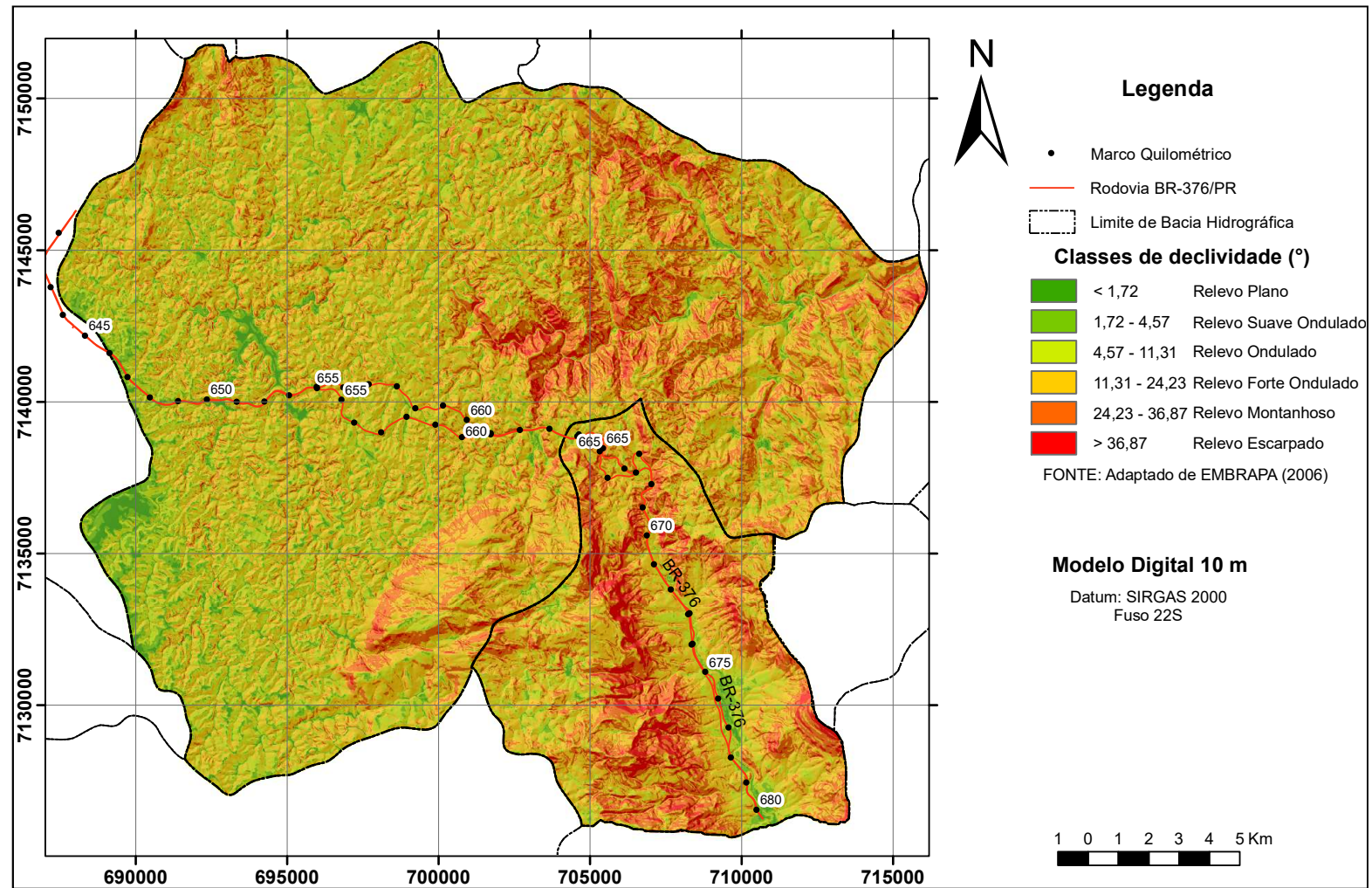
Uma vez obtido o MDT, foi elaborado o mapa de declividade (Figura 63) e separadas as declividades em intervalos de ocorrência definidos como classes, conforme definido na Tabela 31. Isto foi realizado no intuito de quantificar a predominância ou ocorrência das mesmas, através da ferramenta de reclassificação do *software* ArcGIS.

FIGURA 62 – MODELO DIGITAL DE TERRENO REFERENTE À BASE CARTOGRÁFICA DA ÁREA



FONTE: O autor (2017).

FIGURA 63 – MAPA DE DECLIVIDADE DA ÁREA DE ESTÚDIO BASEADA NOS INTERVALOS DE CLASSE EQUIVALENTE EM GRAUS

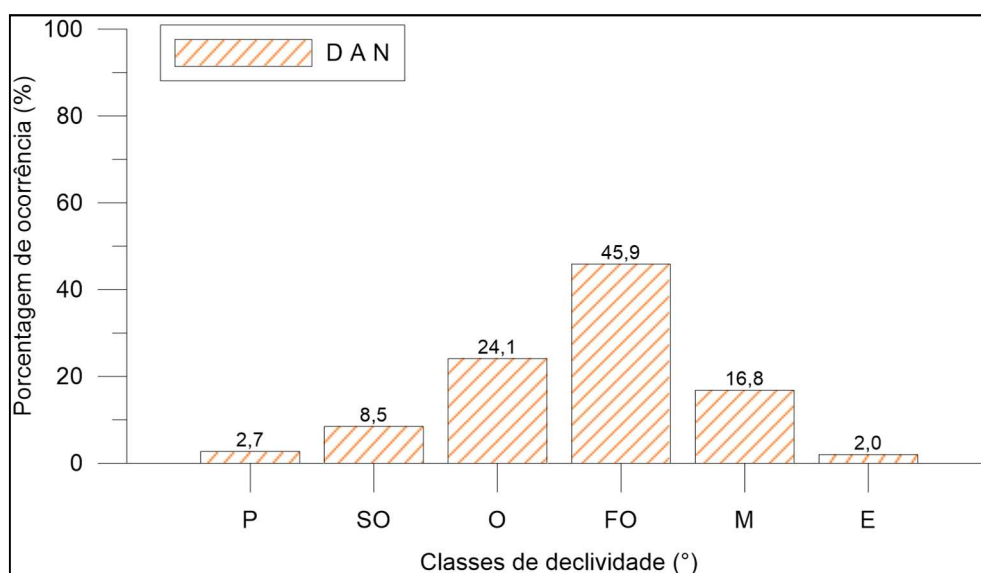


FONTE: O autor (2017).

Para realizar esta análise foram separadas as áreas no intuito de caracterizar e descrevê-las pela presença de diferenças na ocorrência de classes de relevo. Para isto, foram discretizadas as áreas pelas classes de relevo e quantificado cada intervalo e realizados os gráficos para distribuição de declividades da área norte (DAN) e a distribuição da declividade na área sul (DAS).

Em relação à área norte se observou que a classe predominante foi a de relevo forte ondulado (FO), com uma ocorrência de 45,9%, seguido do relevo ondulado (O) com 24,1%, relevo montanhoso (M) com 16,8%, relevo suave ondulado (SO) com 8,5%, relevo plano (O) com 2,7% e o relevo escarpado (E) com 2,0%, sendo apresentada a distribuição destas classes na Figura 64.

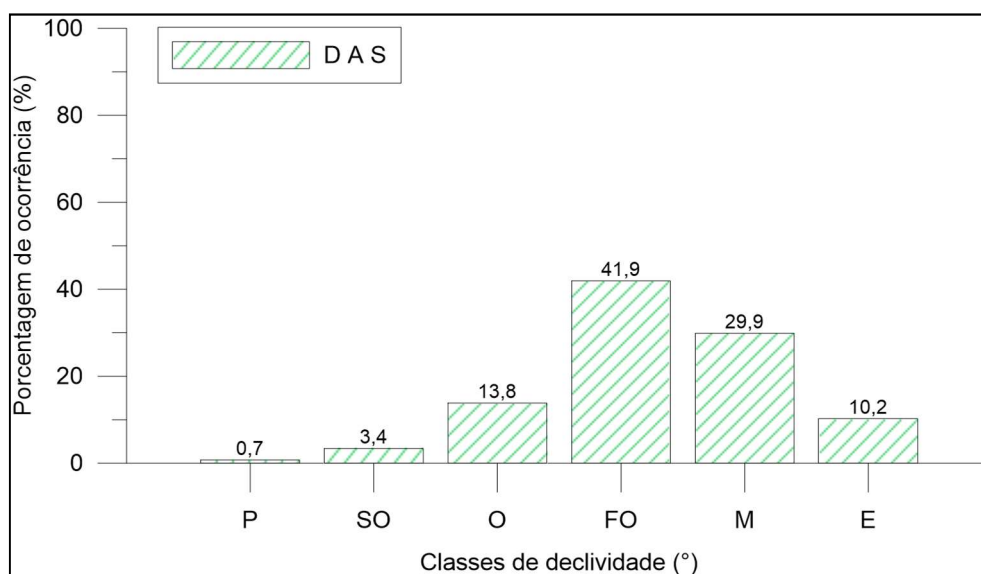
FIGURA 64 – DISTRIBUIÇÃO DAS CLASSES DE DECLIVIDADE DA ÁREA NORTE (DAN)



FONTE: O autor (2017).

Na área sul se observou que a classe predominante foi o relevo forte ondulado (FO) com 41,9% de ocorrência, seguido do relevo montanhoso (M) com 29,9%, relevo ondulado (O) com 13,8%, relevo escarpado (E) com 10,2%, relevo suave ondulado (SO) com 3,4% e finalmente o relevo plano (P) com 0,7% (Figura 65).

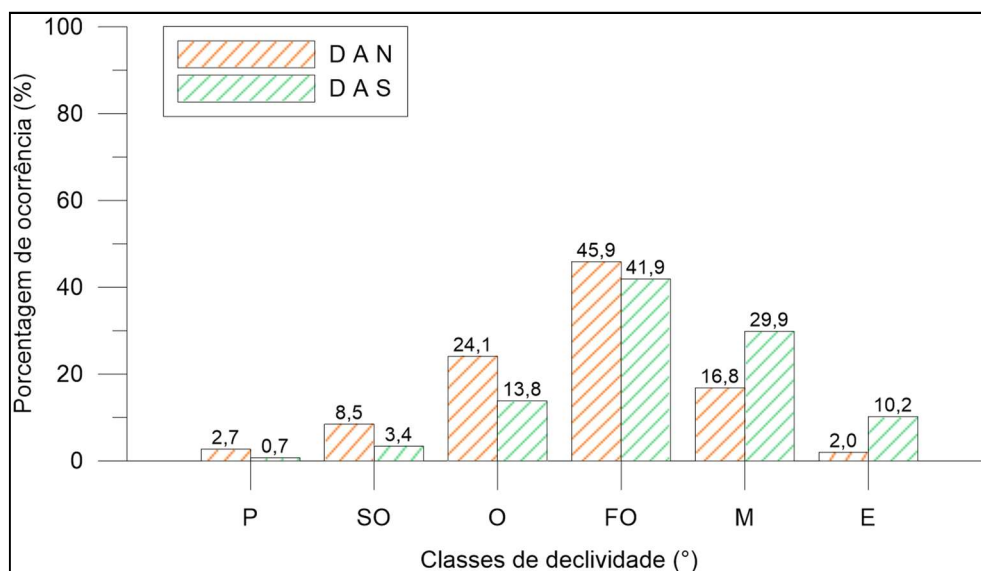
FIGURA 65 – DISTRIBUIÇÃO DAS CLASSES DE DECLIVIDADE DA ÁREA SUL (DAS)



FONTE: O autor (2017).

Para poder observar as diferenças encontradas entre a distribuição de frequência das ocorrências entre as áreas norte e sul, foi realizado o gráfico comparativo entre as classes e apresentadas na Figura 66.

FIGURA 66 – GRÁFICO COMPARATIVO DA DISTRIBUIÇÃO DAS CLASSES DE DECLIVIDADE NAS ÁREAS NORTE E SUL



FONTE: O autor (2017).

Em relação aos resultados obtidos observou-se que na área norte foi contabilizada ou quantificada uma grande porção da área classificada como pertencente aos relevos forte ondulado (FO) e ondulado (O). Já na área sul, a distribuição apresentada descreveu maior presença de declividades, sendo o relevo forte ondulado (FO) e montanhoso (M), os mais representativos (Figura 63).

Dentre os fatores condicionantes para movimentos de massa, como já discutido em capítulo prévio, encontram-se aqueles considerados de cunho geomorfológico, e o qual se apresenta como plano de curvatura e perfil de curvatura das vertentes. Este primeiro atributo refere-se ao caráter convergente ou divergente dos fluxos de matéria e energia das vertentes em projeção horizontal, podendo estar representados por vales (áreas convergentes) e interflúvios (áreas divergentes) e áreas planares. Quanto ao perfil de curvatura, refere-se à forma das vertentes ao serem analisadas em perfil. Estas podem ser classificadas como sendo segmentos convexos, retilíneos ou côncavos.

Em relação a estes atributos, foi realizada a análise estatística e discretização para verificar as ocorrências dos tipos de plano de curvatura e perfil de curvatura, tanto da área norte como da área sul. A Figura 67 e Figura 68, apresentam os mapas de plano de curvatura e perfil de curvatura da área de estudo.

Uma vez discretizados os atributos de curvatura total, perfil de curvatura e plano de curvatura, obteve-se que para área norte, as formas convergentes tiveram maior ocorrência tanto na curvatura total como no plano de curvatura, assim como o perfil côncavo o qual se apresentou com maior incidência.

Na área sul, também apresentou-se uma curvatura total com predomínio de convergência, tendo como plano de curvatura dominante o convergente e no perfil de curvatura, a classe convexa teve uma ocorrência levemente maior ante a côncava.

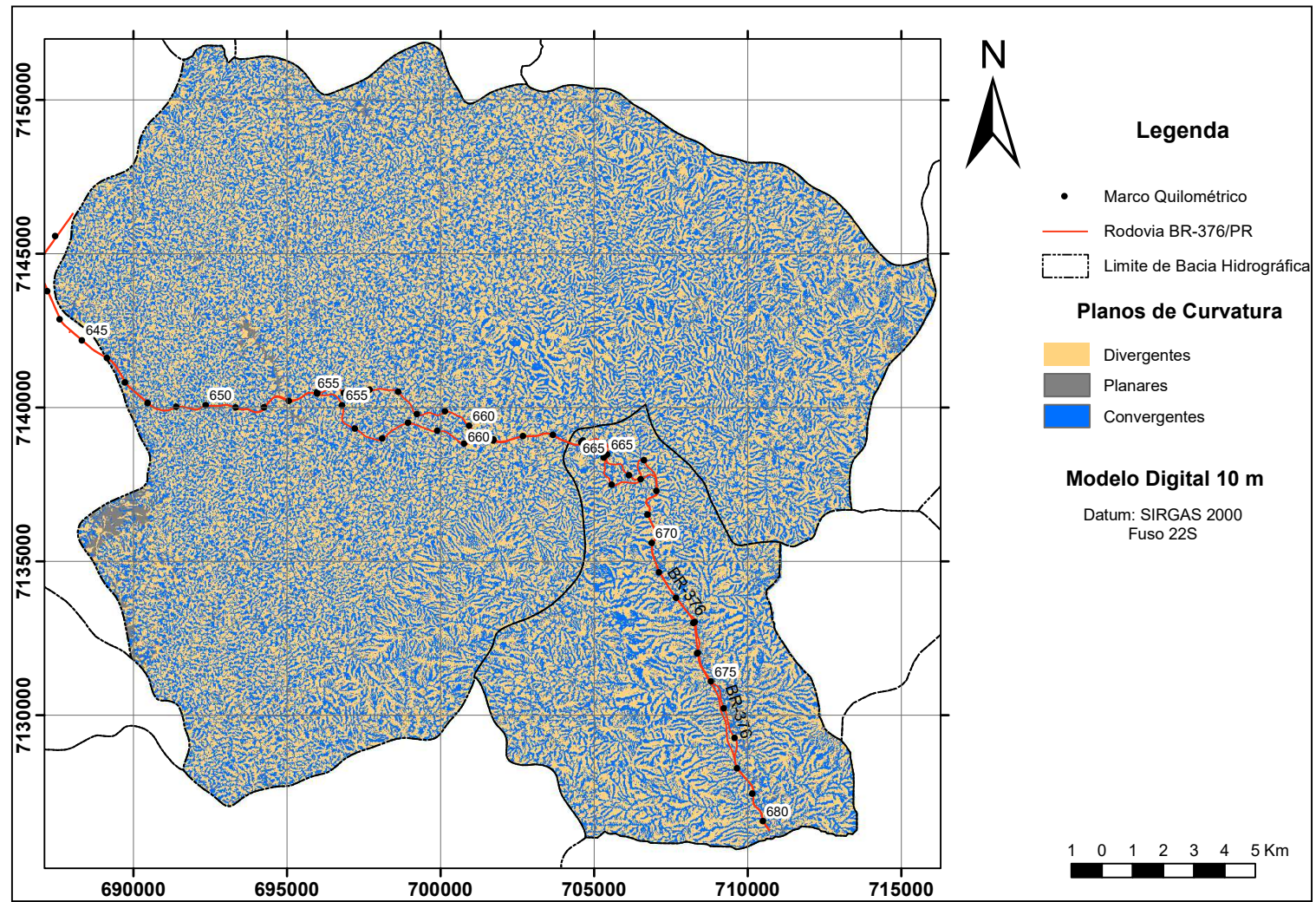
Os resultados desta análise encontram-se na Tabela 35 e nos gráficos de barras das Figuras 69 e 70.

TABELA 35 – PORCENTAGEM DE OCORRÊNCIA PARA CURVATURA TOTAL, PERFIL DE CURVATURA E PLANO DE CURVATURA DAS ÁREAS DE ESTUDO

	Classe	Área Norte (%)	Área Sul (%)
Curvatura Total	Divergente	38,9	39,5
	Planar	11,3	10,4
	Convergente	49,8	50,1
Perfil de Curvatura	Côncavo	41,5	40,8
	Retilíneo	19,4	18,1
	Convexo	39,2	41,1
Plano de Curvatura	Divergente	30,8	32,2
	Planar	22,3	19,3
	Convergente	46,8	48,5

FONTE: O autor (2017).

FIGURA 67 – MAPA DO ATRIBUTO PLANO DE CURVATURA



FONTE: O autor (2017).

FIGURA 68 – MAPA DO ATRIBUTO PERFIL DE CURVATURA

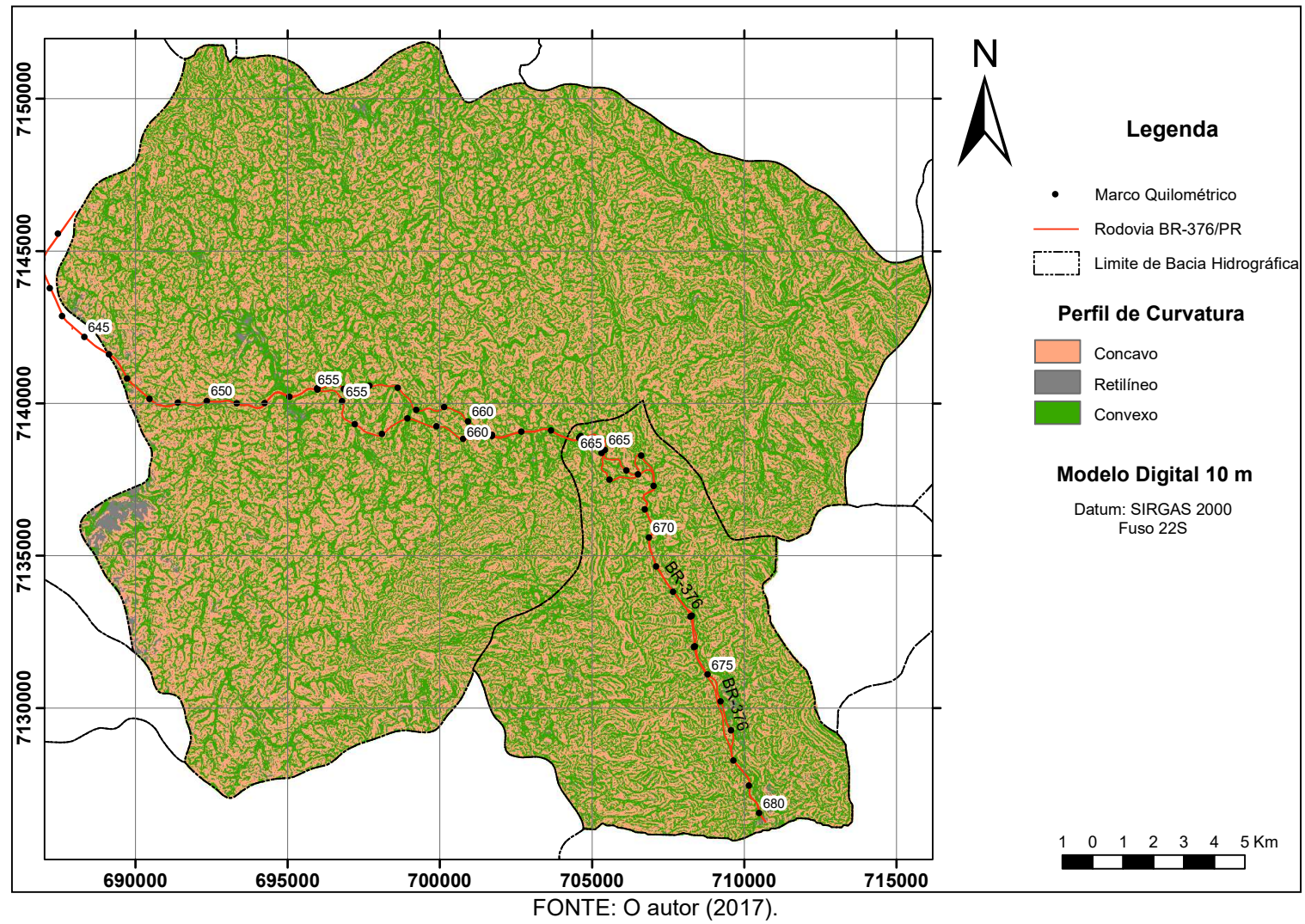
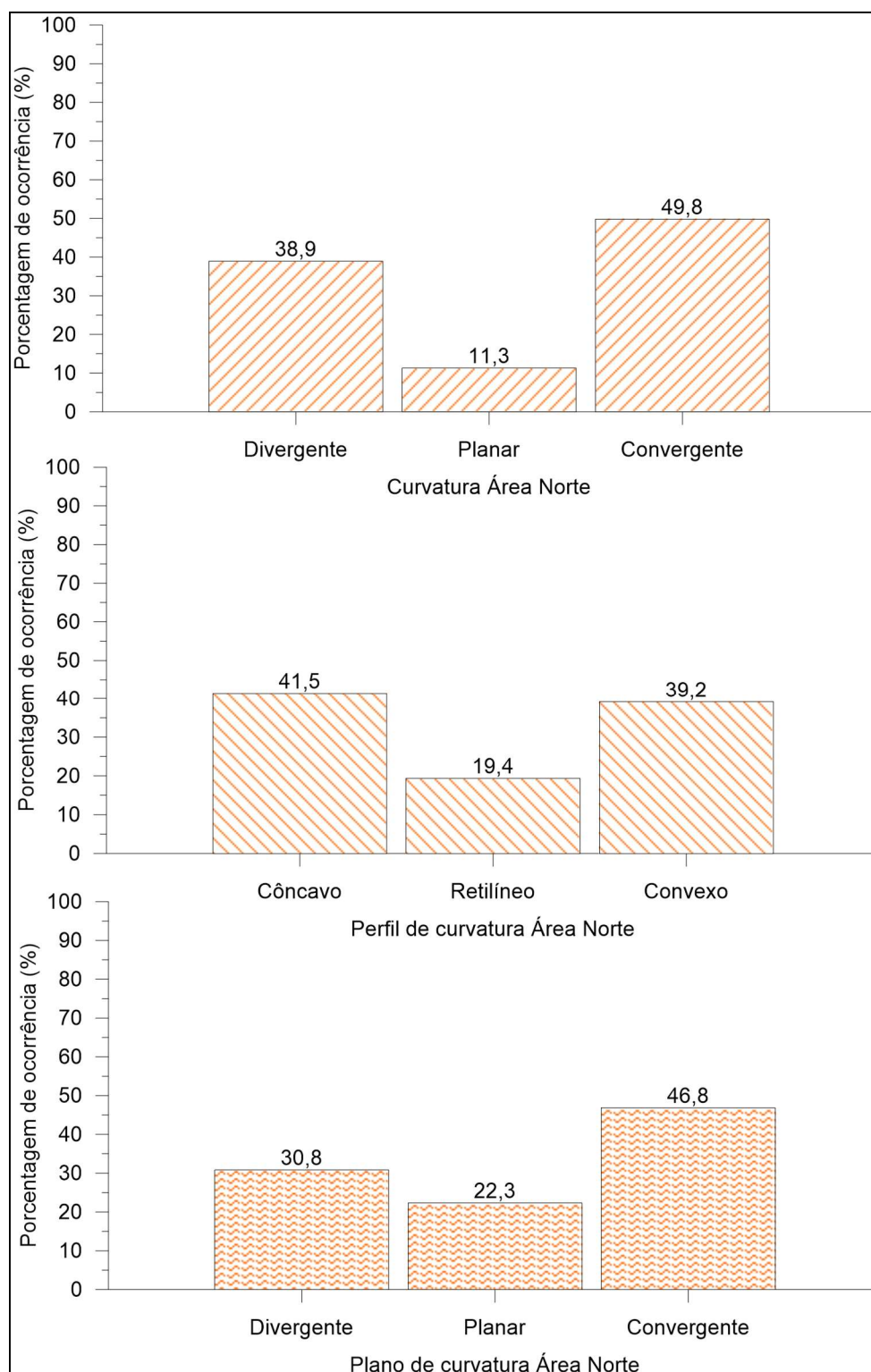
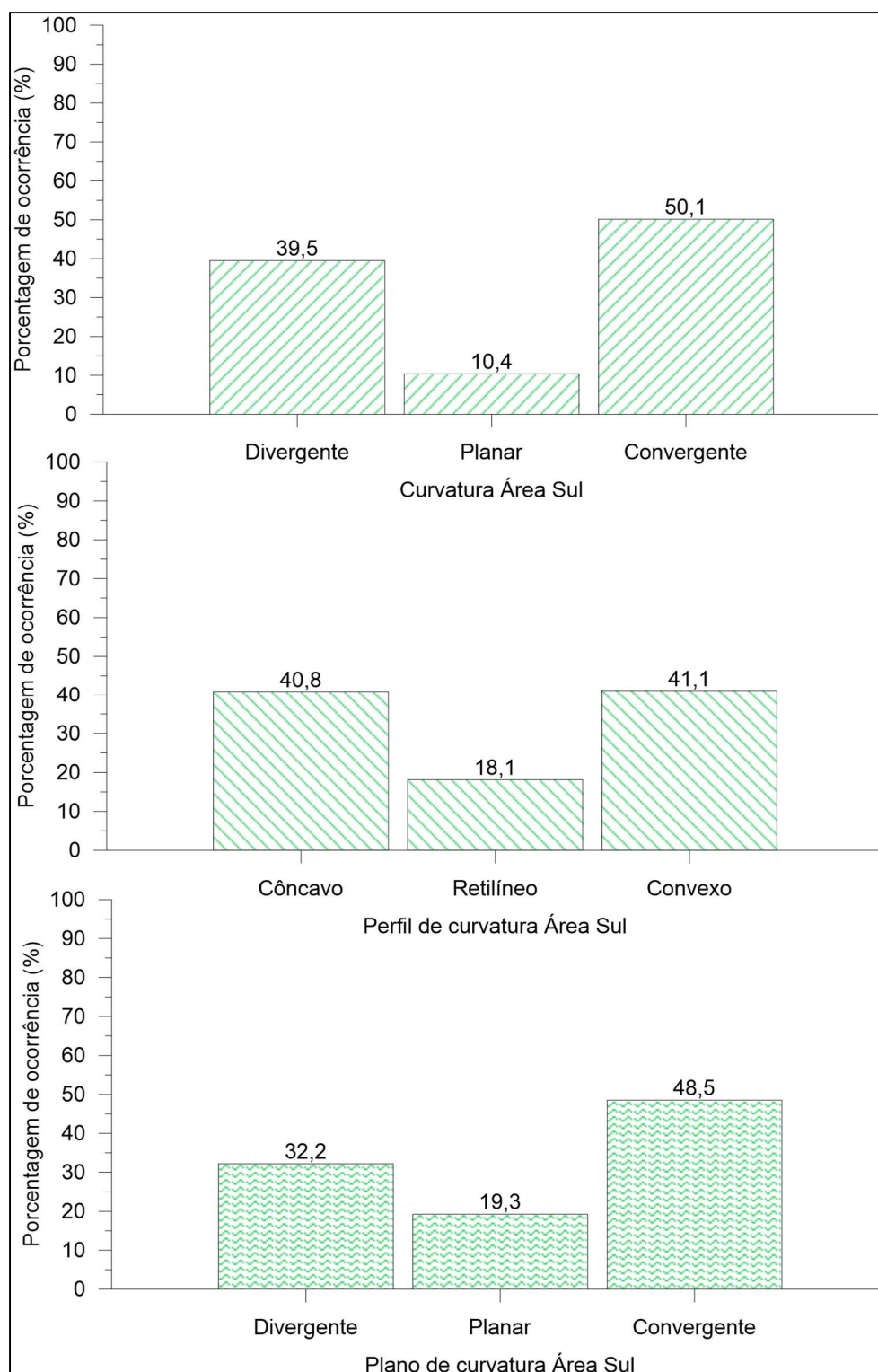


FIGURA 69 – GRÁFICO DE DISTRIBUIÇÃO DA PORCENTAGEM DE OCORRÊNCIA PARA CURVATURA TOTAL, PERFIL DE CURVATURA E PLANO DE CURVATURA DA ÁREA NORTE



FONTE: O autor (2017).

FIGURA 70 – GRÁFICO DE DISTRIBUIÇÃO DA PORCENTAGEM DE OCORRÊNCIA PARA CURVATURA TOTAL, PERFIL DE CURVATURA E PLANO DE CURVATURA DA ÁREA SUL



FONTE: O autor (2017).

Quanto à orientação das vertentes, pode-ser considerado que a distribuição com relação aos pontos cardiais e colaterais foi semelhante e com

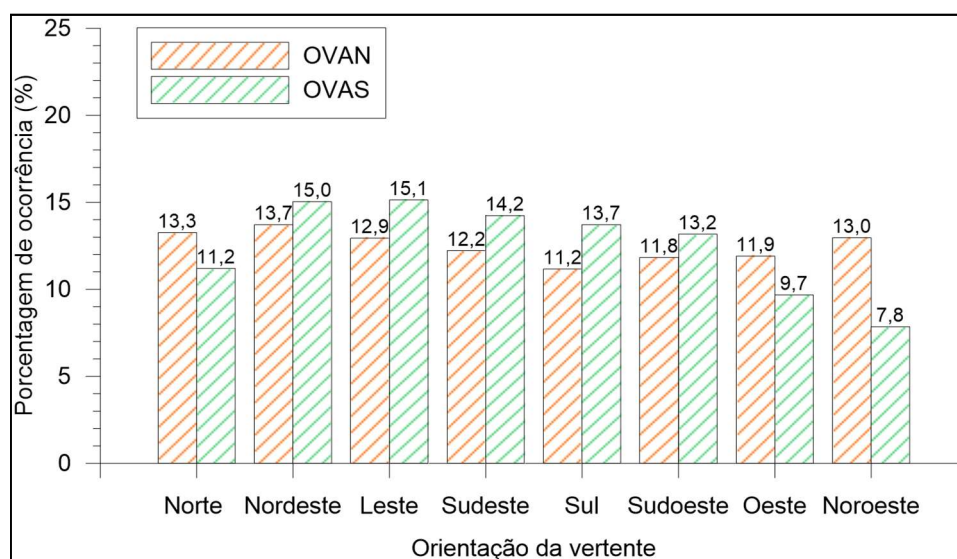
poucas diferenças. Na área norte, por exemplo, apresentou-se como maior ocorrência a direção nordeste, sendo o 13,7% das vertentes da área. Já na área sul apresentou-se como maior classe de ocorrência a direção leste. A distribuição destas ocorrências é apresentada na Tabela 36 e Figura 71

TABELA 36 – DISTRIBUIÇÃO DE OCORRÊNCIA DE ORIENTAÇÃO DAS VERTENTES

Direção da vertente	Área Norte (%)	Área Sul (%)
Norte	13,3	11,2
Nordeste	13,7	15,0
Leste	12,9	15,1
Sudeste	12,2	14,2
Sul	11,2	13,7
Sudoeste	11,8	13,2
Oeste	11,9	9,7
Noroeste	13,0	7,8

FONTE: O autor (2017).

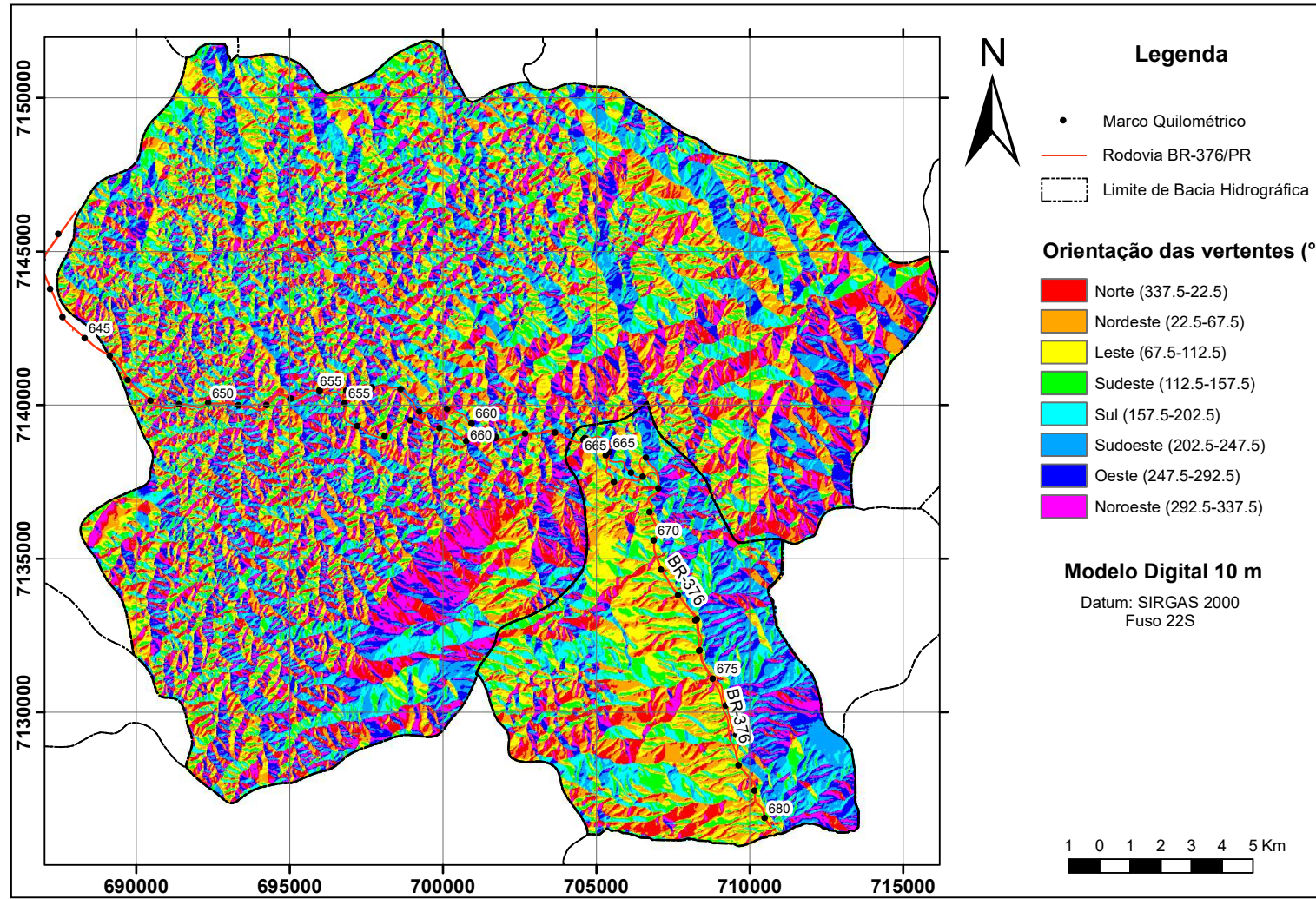
FIGURA 71 – DISTRIBUIÇÃO DE OCORRÊNCIA DE ORIENTAÇÃO DE VERTENTES PARA ÁREA NORTE (OVAN) E PARA ÁREA SUL (OVAS)



FONTE: O autor (2017).

A espacialização da distribuição da orientação das vertentes pode-ser observada no mapa, correspondente à Figura 72.

FIGURA 72 – MAPA DE ORIENTAÇÃO DAS VERTENTES



FONTE: O autor (2017).

5.6 PONTOS DE ESCORREGAMENTOS

Nesta análise, foram observadas as coordenadas dos pontos, tomadas pela equipe de funcionários da concessionária responsável pela operação da BR-376/PR, os quais fazem referência aos locais considerados como de sinistros ou de escorregamentos. Na maioria dos casos, as coordenadas de localização dos pontos foram tomadas como referência parcial, ou seja, o local onde se projeta a ocorrência na pista da rodovia. No intuito de tomar como referência a parte superior (coroa) do movimento de massa e com a finalidade de extrair o atributo declividade do local onde se iniciou o movimento, foram realocados os pontos a partir de novas coordenadas UTM, extraídas das imagens e do sistema de referência do *software Google Earth®*, como mostra a Tabela 37.

Os dados do inventário de escorregamento foram depurados pelo local de ocorrência e evidência de movimentação a partir do histórico de imagens disponível no *software Google Earth®*, pelo que foram excluídos os pontos fora do trecho de interesse e os pontos onde não foram observadas estas evidências de movimentação nas imagens. Uma vez definidos os pontos, foram relacionados com as informações de pluviometria acumulada diária e mensal e a chuva acumulada desde o último dia seco (dia sem precipitação) até a data de registro do movimento de massa. Cabe salientar que, o critério de relacionar a chuva com o último dia seco foi dado pelas análises de limiar pluviométrico (Victorino, 2015).

A partir do local de ocorrência foi possível identificar que, dez (10) dos dezesseis (16) sinistros iniciais foram tomados como sendo pertencentes à área de estudo. Dentre estes, cinco foram localizados na área Norte e cinco na área Sul. Além da distribuição dos eventos em relação à localização na área de contribuição ou bacia hidrográfica, observou-se também que as ocorrências se distribuíram entre os meses de outubro a abril com ocorrências isoladas nos meses de julho e agosto. O ano que teve maior quantidade de ocorrências ou sinistros registrados foi o ano de 2015, contabilizando cinco (5) dos dez (10) registros.

Para cumprir com o critério de evidência de movimentação, os pontos correspondentes ao inventário dos escorregamentos ocorridos na área de estudo foram verificados a partir do histórico de imagens disponível no *software Google Earth®*, dando como resultado a série de imagens que se apresentam nas Figuras 73 a 82.

A avaliação do histórico consistiu na observação das diversas imagens disponibilizadas pelo *software Google Earth®* em datas anteriores e posteriores à informada como data de sinistro.

Com base nestas observações conseguiu-se definir dois pontos que cumpriram com os critérios estabelecidos anteriormente, considerando estes como válidos para realizar as análises. As principais informações dos pontos descritos anteriormente encontram-se na Tabela 37.

Cabe salientar que, os tipos e profundidades de rupturas das cicatrizes de movimentos de massa, observadas a partir da inspeção visual realizada em campo, mostraram o tipo de escorregamento planar como aqueles que ocorrem na região de estudo, e os quais não ultrapassaram os dois metros de profundidade.

TABELA 37 – INVENTARIO DE ESCORREGAMENTOS COM OS PONTOS REALOCADOS E DEPURADOS SEGUNDO O CRITÉRIO DE LOCALIZAÇÃO

Sequência	Data	Terrapleno PNV (2009) (km)	Pista	Coordenada Leste (m)	Coordenada Sul (m)	Coordenada Leste Realocada(m)	Coordenada Sul Realocada (m)	Altitude Realocada (m)
1	19/02/2014	651+870	Norte	694205	7139974			870
2	17/03/2014	662+950	Sul	703637	7138985			817
3	03/04/2014	675+830	Sul	709084	7130320	709127	7130351	181
9	12/03/2015	669+000	Sul	706734	7136495			514
10	13/03/2015	670+280	Sul	706945	7135302			421
11	30/10/2015	675+820	Norte	709462	7130512			170
12	20/11/2015	660+267	Sul	701002	7138972			790
13	25/11/2015	657+200	Norte	698778	7140337	698725	7140461	860
15	20/07/2016	672+757	Sul	708052	7133141			310
16	01/08/2016	658+370	Sul	699315	7139399			876

FONTE: O autor (2017).

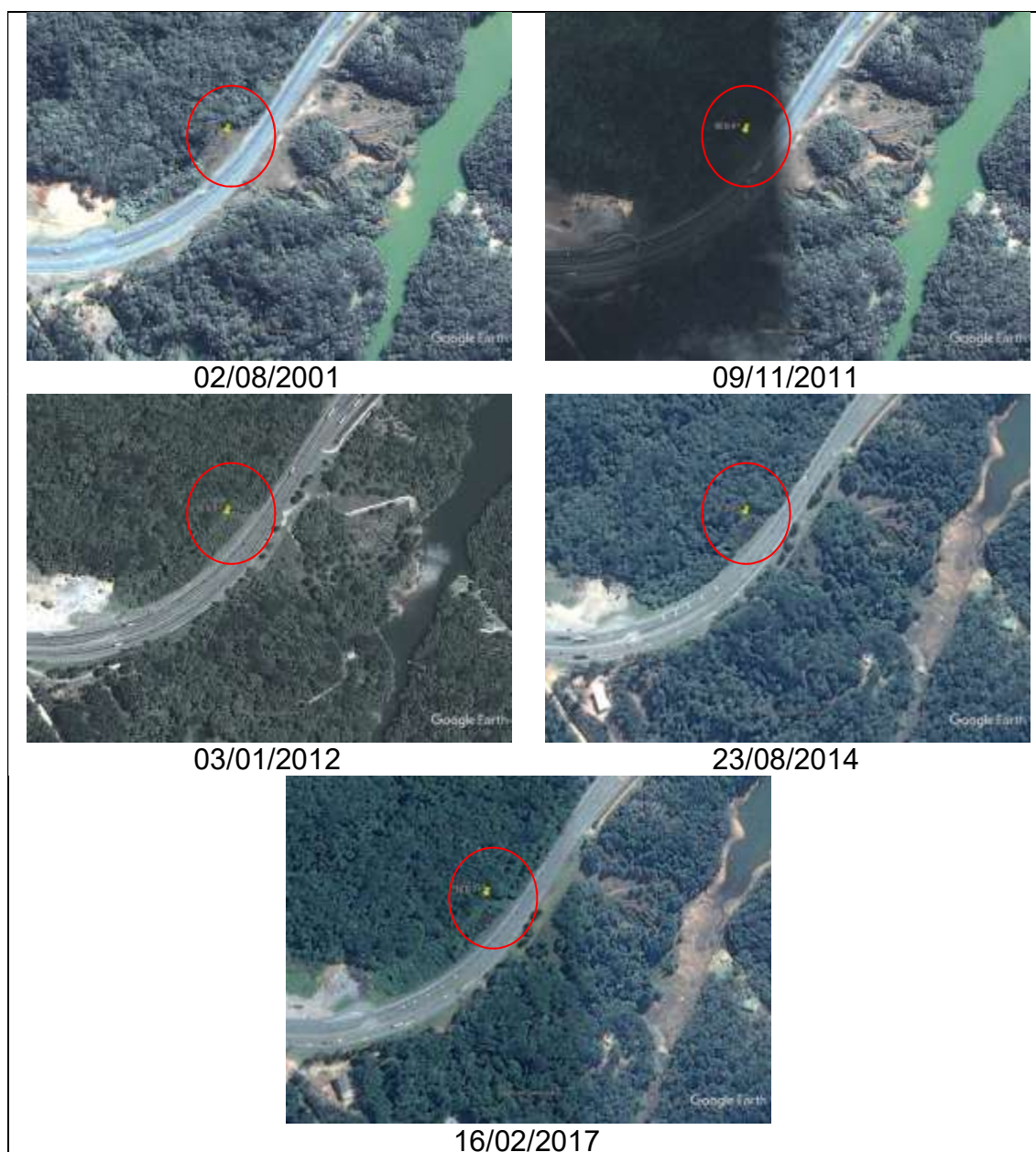
Legenda: Plano Nacional de Viação (PNV)

5.6.1 Histórico de imagens nos pontos de escorregamento BR-376/PR

A seguir, se apresenta o histórico de imagens disponíveis a partir do *software Google Earth®*, dos pontos classificados como de escorregamentos, obtidos através dos dados fornecidos pela concessionária da rodovia (Figura 73 a Figura 82).

- Sequência 1

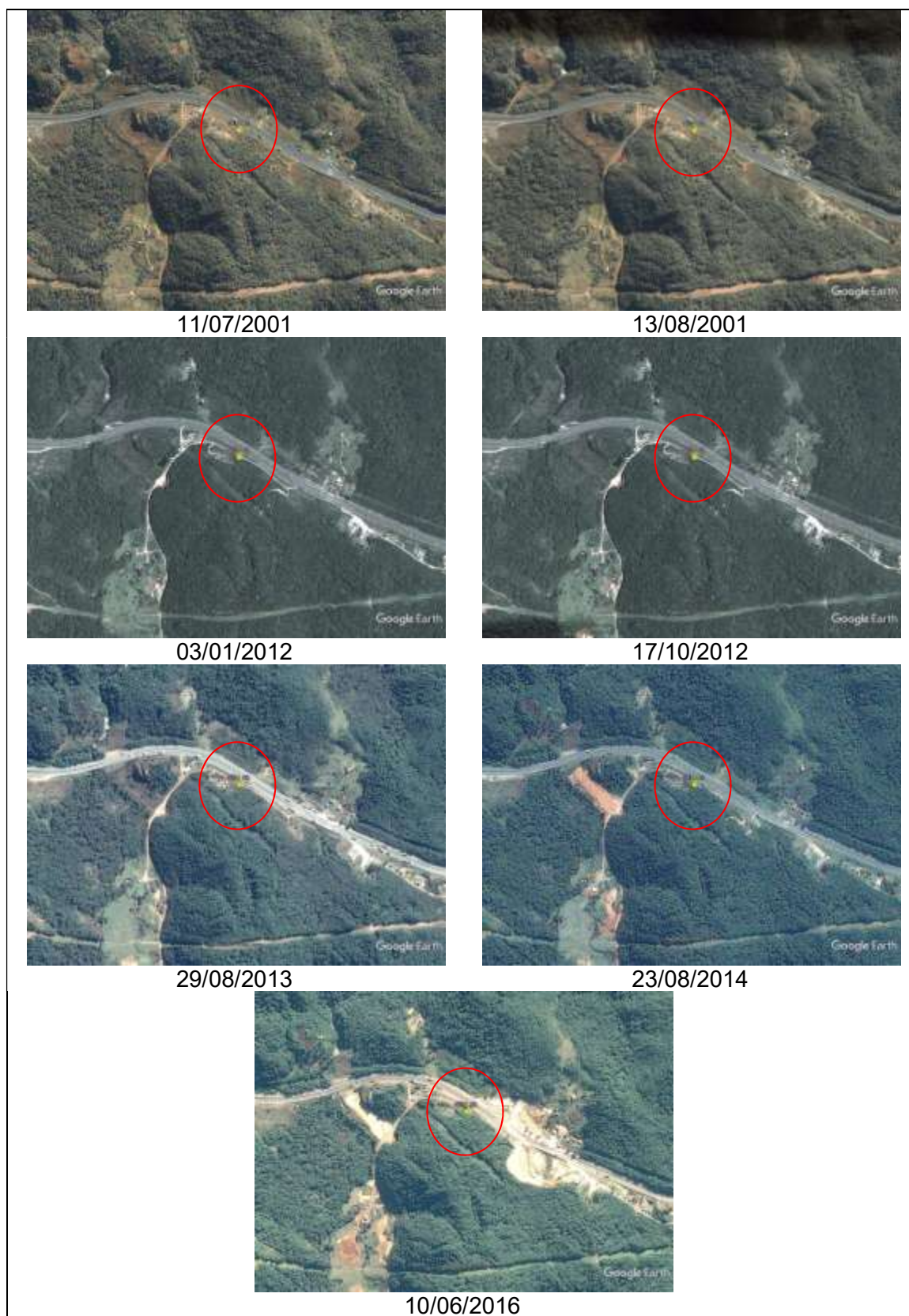
FIGURA 73 – HISTÓRICO DE IMAGENS CORRESPONDENTES AO PONTO SEQUÊNCIA 1



FONTE: Google Earth® (2017).

- Sequência 2

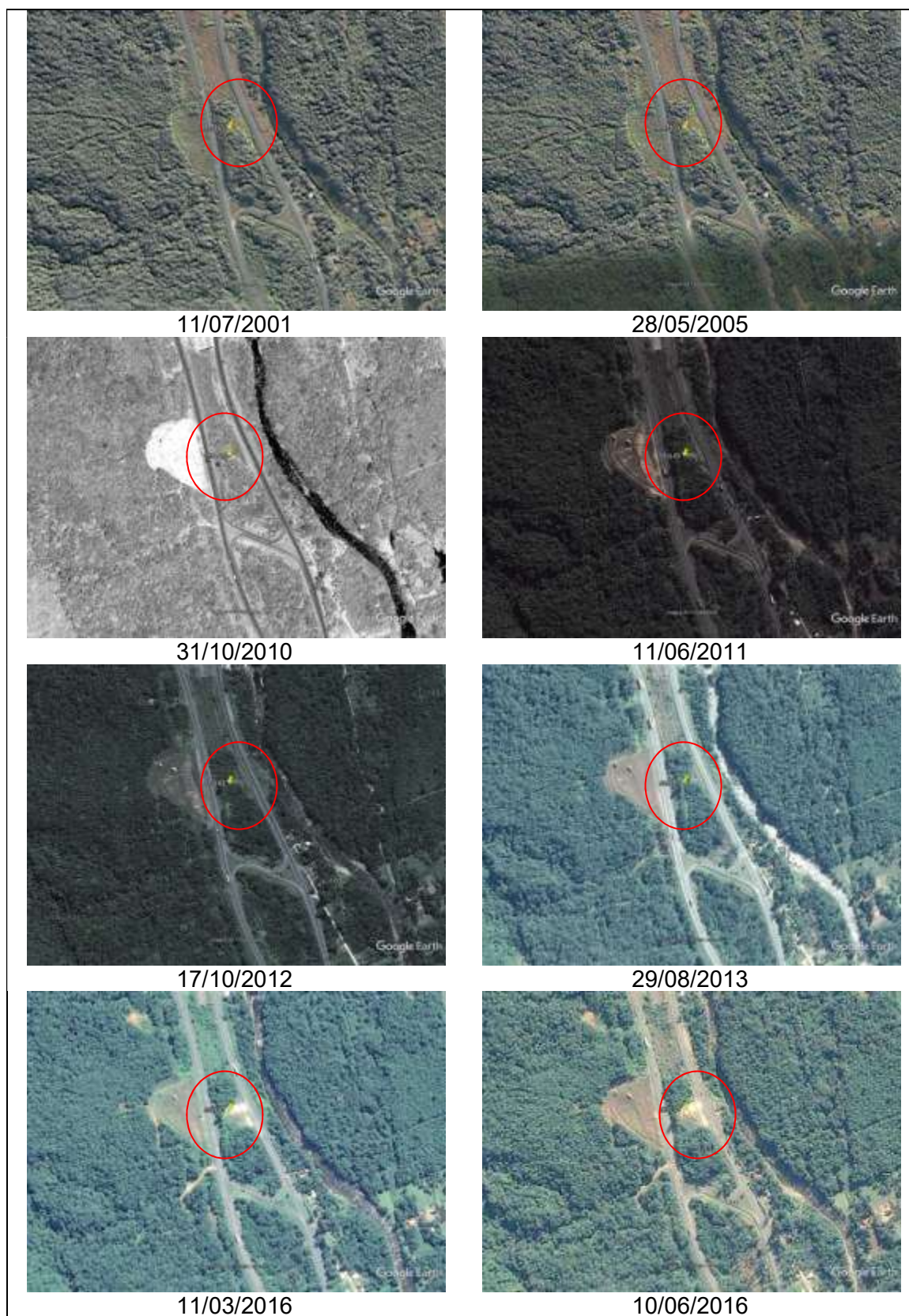
FIGURA 74 – HISTÓRICO DE IMAGENS CORRESPONDENTES AO PONTO SEQUÊNCIA 2



FONTE: Google Earth® (2017).

- Sequência 3

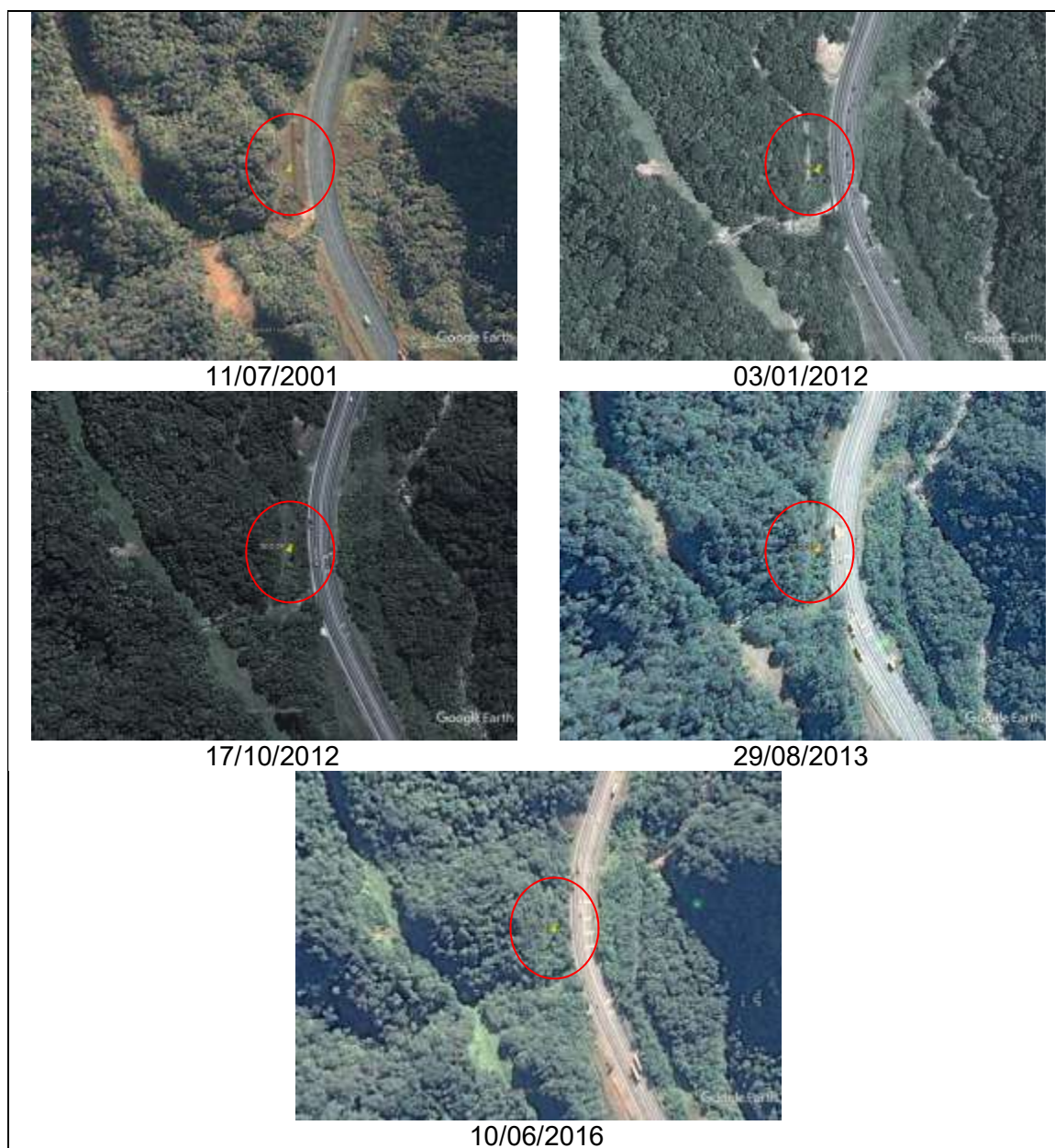
FIGURA 75 – HISTÓRICO DE IMAGENS CORRESPONDENTES AO PONTO SEQUÊNCIA 3



FONTE: Google Earth® (2017).

- Sequência 9

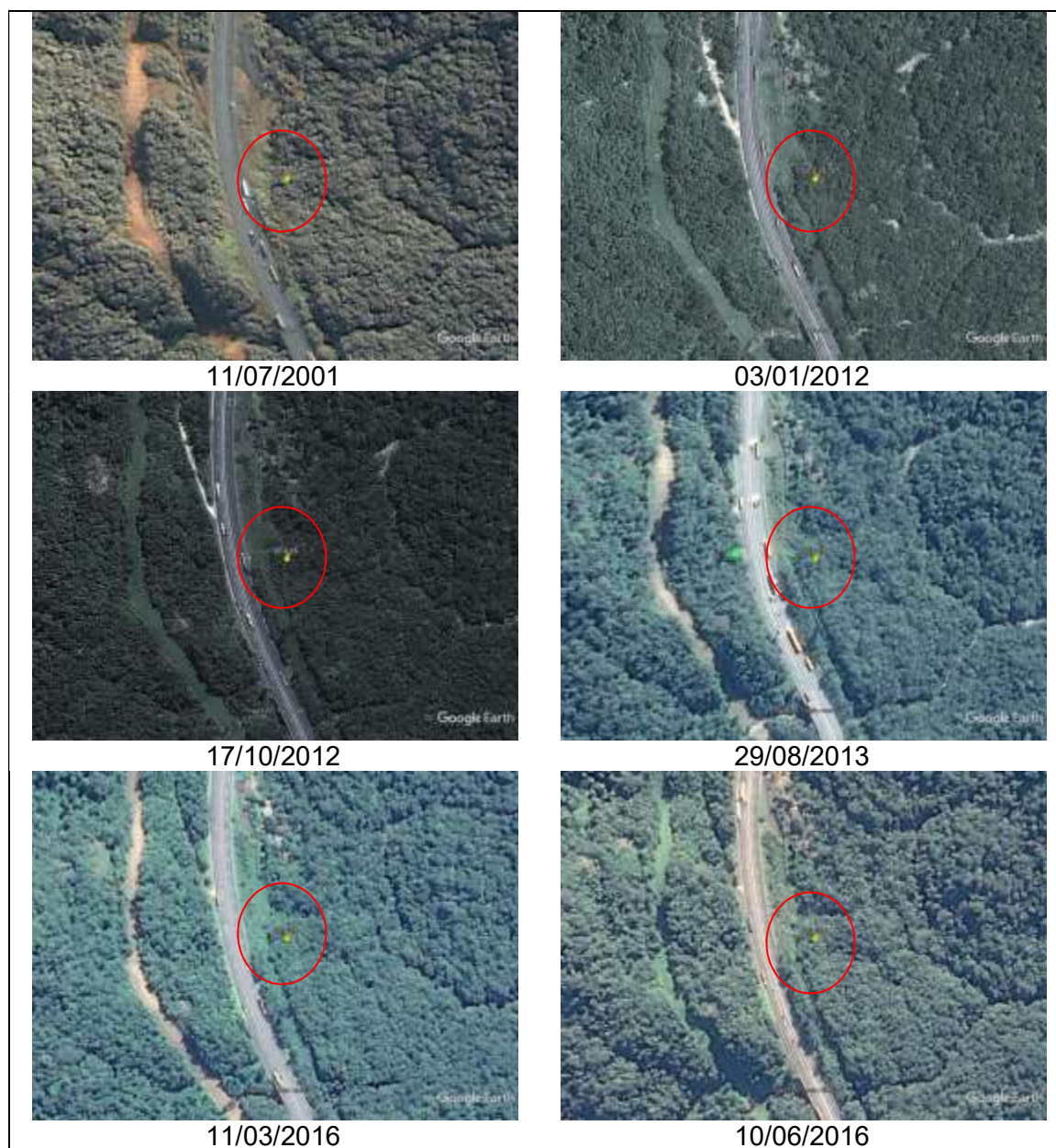
FIGURA 76 – HISTÓRICO DE IMAGENS CORRESPONDENTES AO PONTO SEQUÊNCIA 9



FONTE: Google Earth® (2017).

- Sequência 10

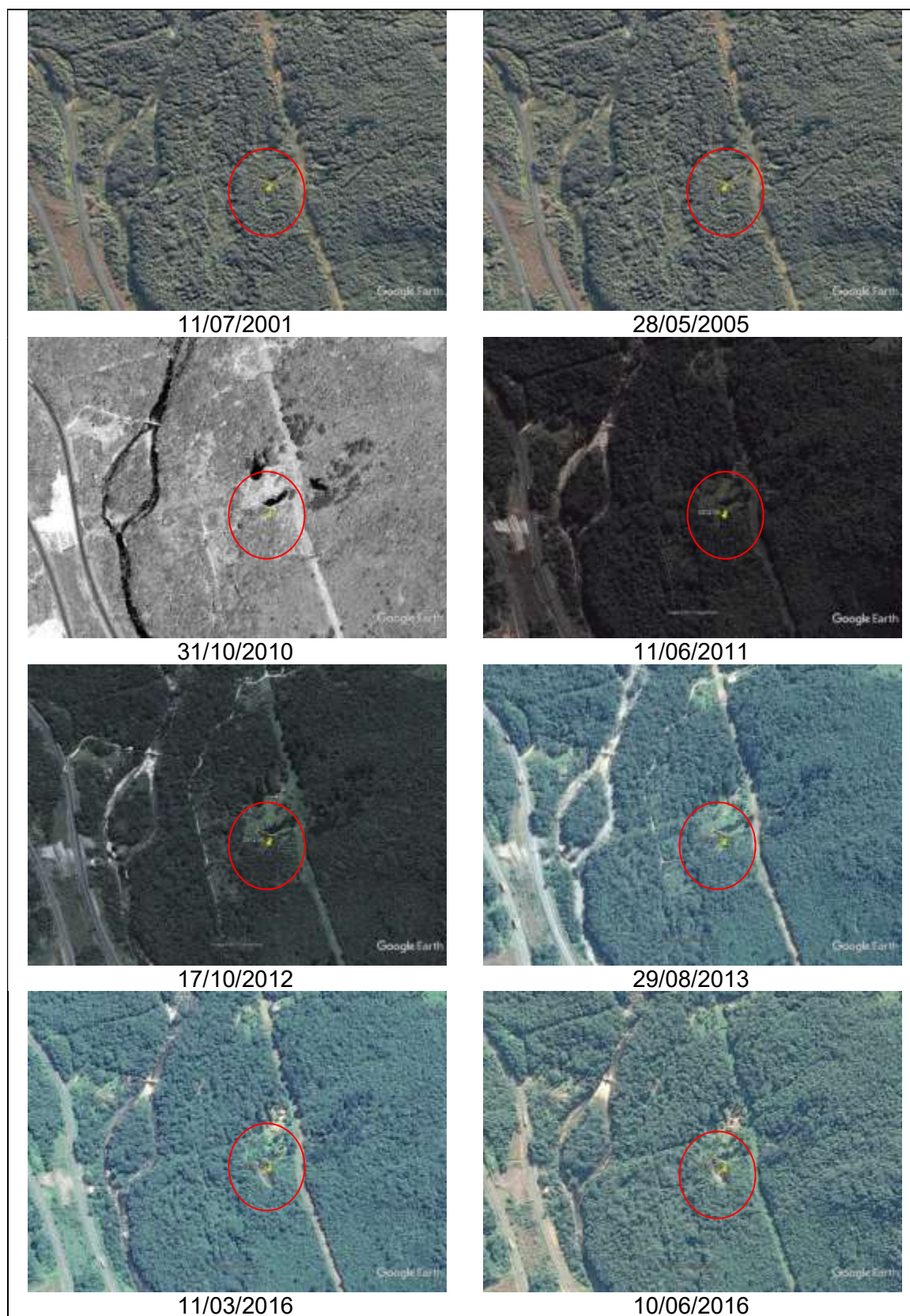
FIGURA 77 – HISTÓRICO DE IMAGENS CORRESPONDENTES AO PONTO SEQUÊNCIA 10



FONTE: Google Earth® (2017).

- Sequência 11

FIGURA 78 – HISTÓRICO DE IMAGENS CORRESPONDENTES AO PONTO SEQUÊNCIA 11



FONTE: Google Earth® (2017).

- Sequência 12

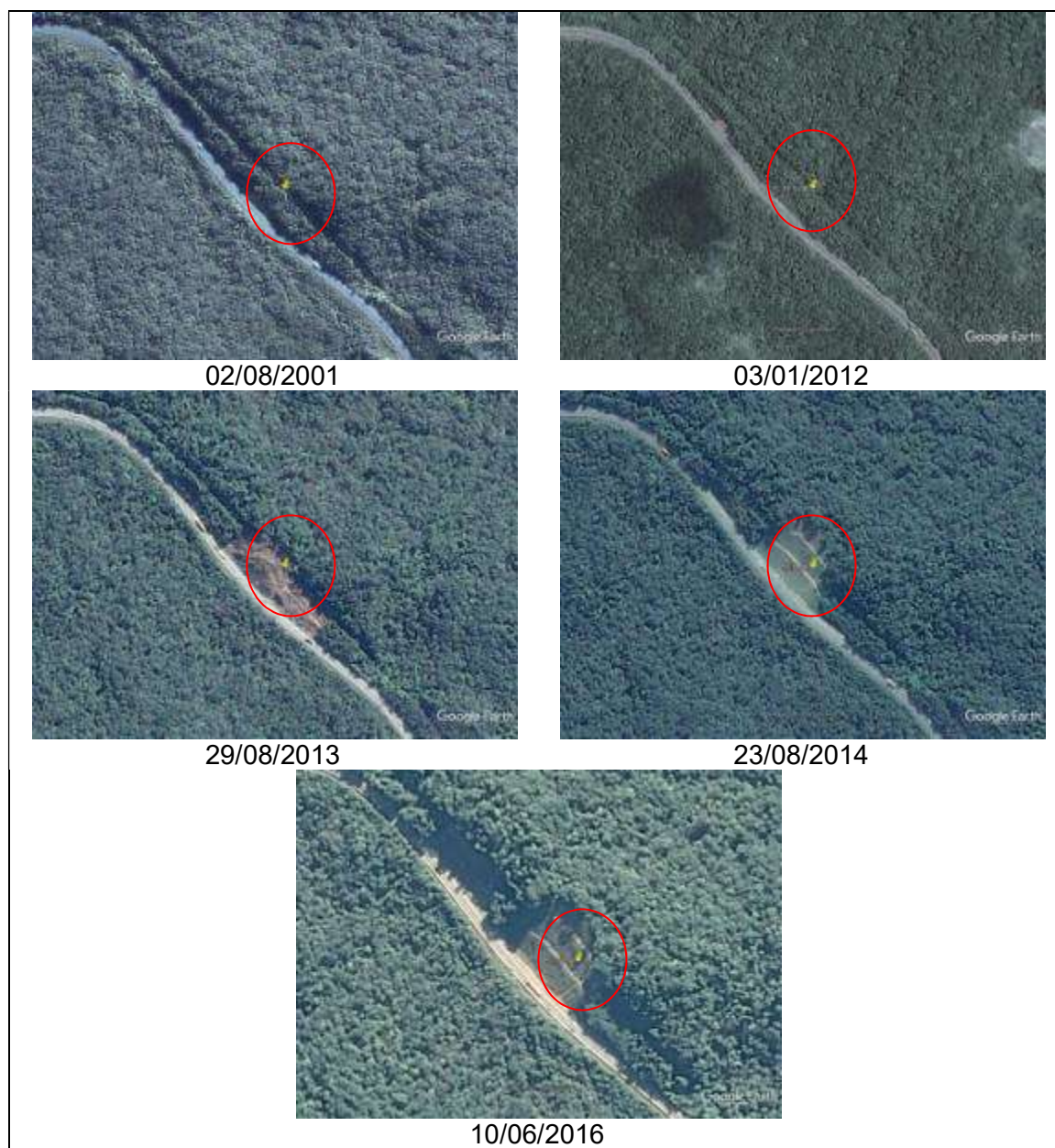
FIGURA 79 – HISTÓRICO DE IMAGENS CORRESPONDENTES AO PONTO SEQUÊNCIA 12



FONTE: Google Earth® (2017).

- Sequência 13

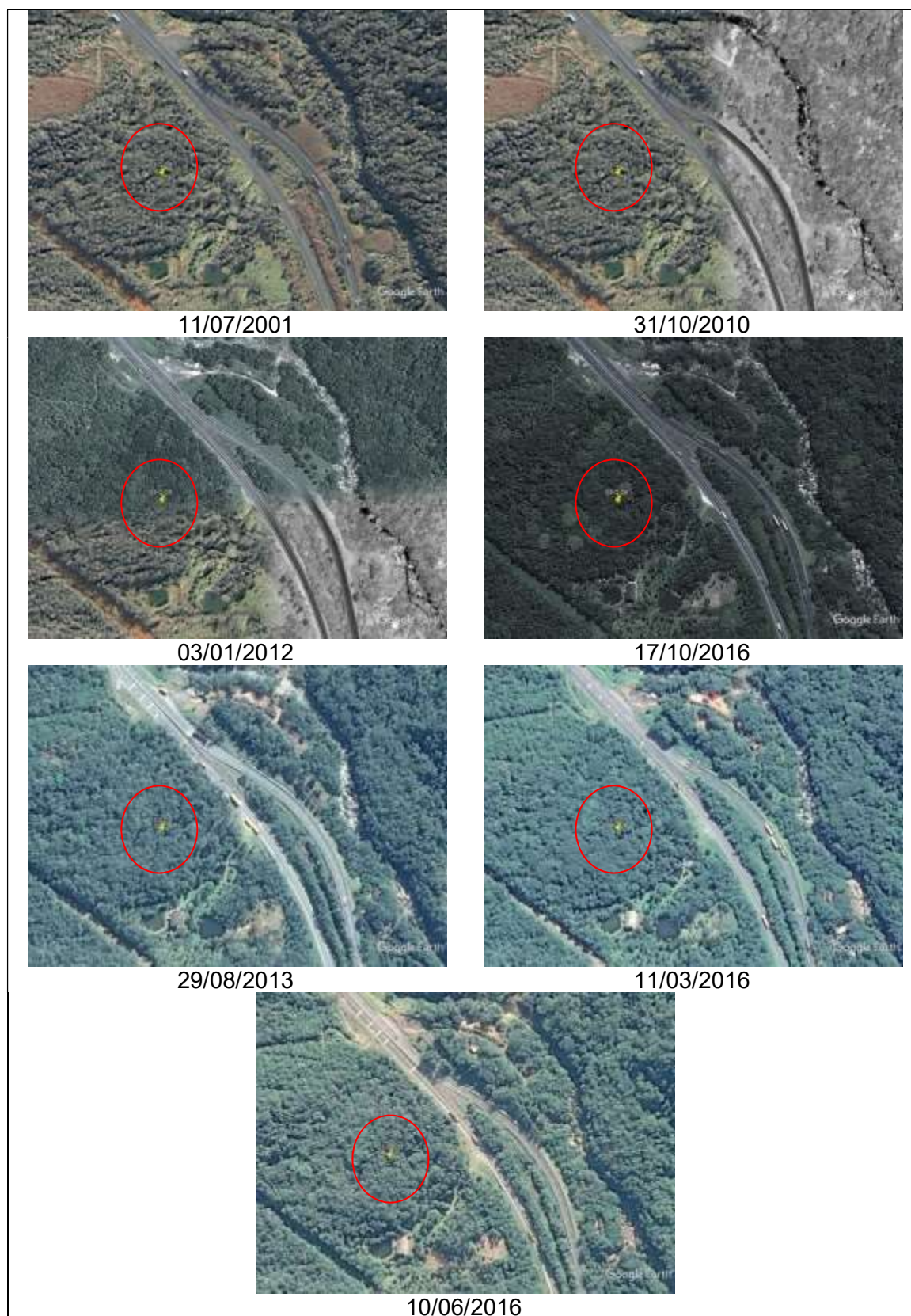
FIGURA 80 – HISTÓRICO DE IMAGENS CORRESPONDENTES AO PONTO SEQUÊNCIA 13



FONTE: Google Earth® (2017).

- Sequência 15

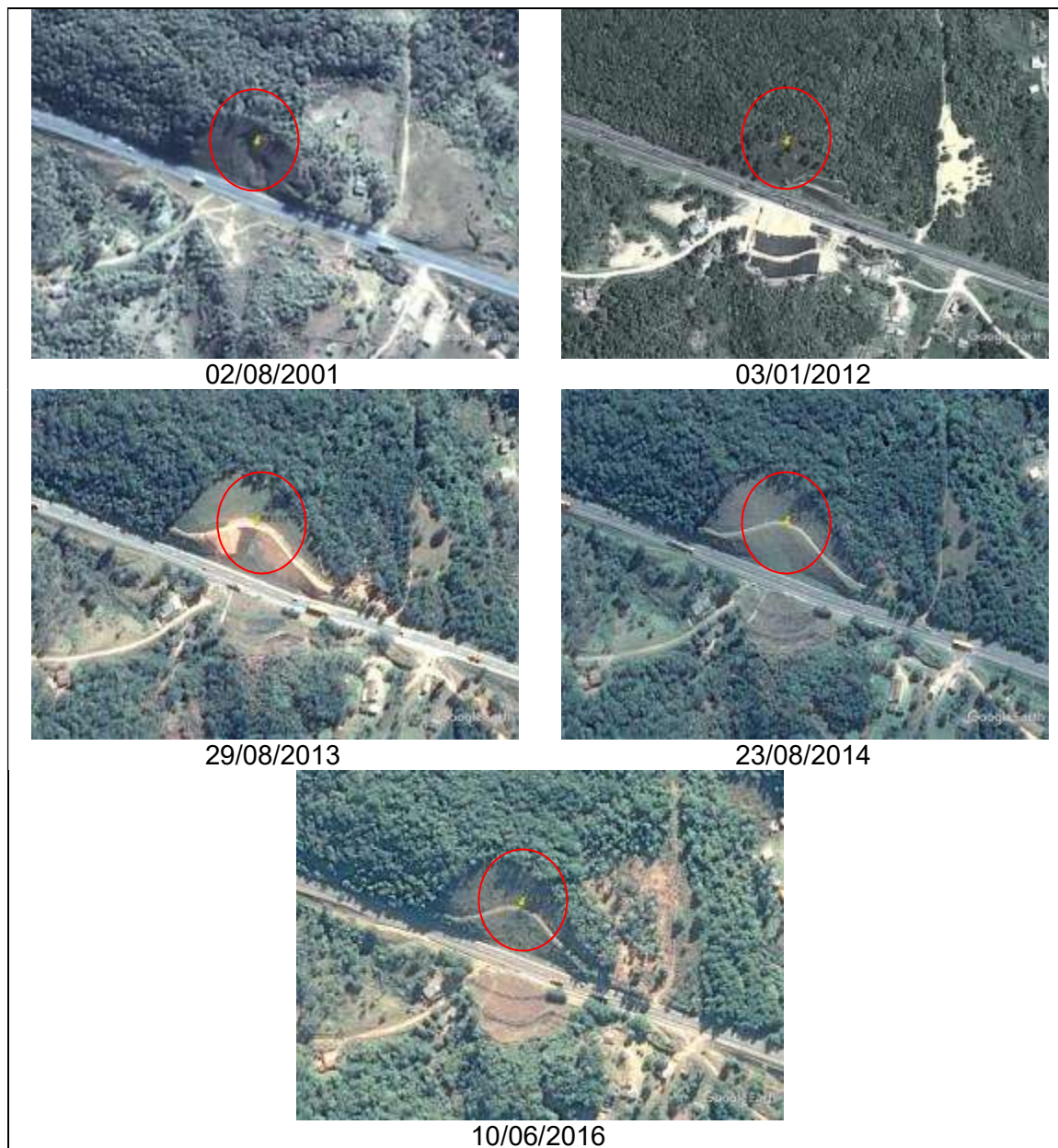
FIGURA 81 – HISTÓRICO DE IMAGENS CORRESPONDENTES AO PONTO SEQUÊNCIA 15



FONTE: Google Earth® (2017).

- Sequência 16

FIGURA 82 – HISTÓRICO DE IMAGENS CORRESPONDENTES AO PONTO SEQUÊNCIA 16



FONTE: Google Earth® (2017).

Uma vez realizada a análise do histórico de imagens observou-se que, dos eventos inicialmente depurados pelo critério de localização, somente os pontos descritos como sequência 3 e sequência 13, apresentaram evidência de movimento de massa entre o intervalo de tempo da data informada (03/04/2014 e 25/11/2015). Para isto foram consideradas as imagens com data 29/08/2013 e 11/03/2016 e 23/08/2014 e 10/06/2016 respectivamente, como se apresentam na Figura 83 e Figura 84.

As principais características em relação à data de ocorrência, localização pontual e relativa, assim como informações pluviométricas destes pontos se encontram na Tabela 38 e Tabela 39

FIGURA 83 – IMAGENS CONSIDERADAS PARA DETERMINAÇÃO DE MOVIMENTO DE MASSA PELA EVIDENCIA DE CICATRIZ NO PONTO SEQUÊNCIA 03



FONTE: Modificado de Google Earth® (2017).

TABELA 38 – RELAÇÃO PRECIPITAÇÃO – ESCORREGAMENTOS NO PONTO SEQUÊNCIA 03

Sequência ID	03
Data	03/04/2014
Terrapleno PNV (2009) (km)	675+830
Bacia	Sul
Pluviógrafo Associado	P4
Precipitação acumulada diária (mm)	177,2
Precipitação acumulada desde último dia seco (mm)	413,6
Número de dias acumulados	27
Precipitação acumulada 3 dias (mm)	193,8
Precipitação acumulada 7 dias (mm)	214,6
Precipitação acumulada 15 dias (mm)	295,0

FONTE: O autor (2017).

FIGURA 84 – IMAGENS CONSIDERADAS PARA DETERMINAÇÃO DE MOVIMENTO DE MASSA PELA EVIDÊNCIA DE CICATRIZ NO PONTO SEQUÊNCIA 13



TABELA 39 – RELAÇÃO PRECIPITAÇÃO – ESCORREGAMENTOS NO PONTO SEQUÊNCIA 13

Sequência ID	13
Data	25/11/2015
Terrapleno PNV (2009) (km)	657+200
Bacia	Norte
Pluviógrafo Associado	P1
Precipitação acumulada diária (mm)	2,8
Precipitação acumulada desde último dia seco (mm)	101,4
Número de dias acumulados	15
Precipitação acumulada 3 dias (mm)	28,8
Precipitação acumulada 7 dias (mm)	68,4
Precipitação acumulada 15 dias (mm)	101,4

FONTE: O autor (2017).

Estes pontos de escorregamentos foram considerados para ser avaliados depois de realizados os cenários para cálculo do índice de fator de segurança, no intuito de apresentar sua situação em relação aos diferentes modelos.

5.7 AVALIAÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA BASEADO NOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA E O VALOR DA SATURAÇÃO

Na sequência, apresentam-se as análises realizadas considerando os parâmetros obtidos a partir dos ensaios de resistência, apresentados no item 5.1, e a relação destes com a saturação e a declividade das encostas.

Para estas análises foram consideradas as Equações 9, 14, 15 e 19, com uma variação no ângulo de declividade da encosta entre 18° e 45° e três cenários de saturação, representados por $W=50\%$, 75% e 100%.

Equação proposta por Fiori e Carmignani (2009) para vertente não saturada e com fluxo de água paralela a vertente, desconsiderando vegetação.

$$FS = \frac{C + (\gamma - w * \gamma_a) * z * \cos\beta * \cos\beta * \tan\varphi}{\gamma * z * \cos\beta * \sin\beta} \quad (9)$$

Equação proposta por Fiori e Carmignani (2009) para vertente não saturada e com fluxo de água paralela a vertente, onde a superfície de ruptura se encontra no sistema solo-raiz (com influência da vegetação C/V).

(14)

$$FS = \frac{(C_s + S_r) + [(\gamma_{nat} - W * \gamma_a) * h * \cos\beta + \sigma_a * \cos\beta + T * \sin\theta] * \tan\varphi + T * \cos\theta}{(h * \gamma_{nat} + \sigma_a) * \sin\beta + \sigma_{ve}}$$

Equação proposta por Fiori e Carmignani (2009) para vertente não saturada e com fluxo de água paralela a vertente, considerando que a superfície de ruptura se encontra sob o sistema solo-raiz (sem influência da vegetação S/V)

$$FS = \frac{C_s + [(\gamma_{nat} - W * \gamma_a) * h * \cos\beta + \sigma_a * \cos\beta] * \tan\varphi}{(h * \gamma_{nat} + \sigma_a) * \sin\beta + \sigma_{ve}} \quad (15)$$

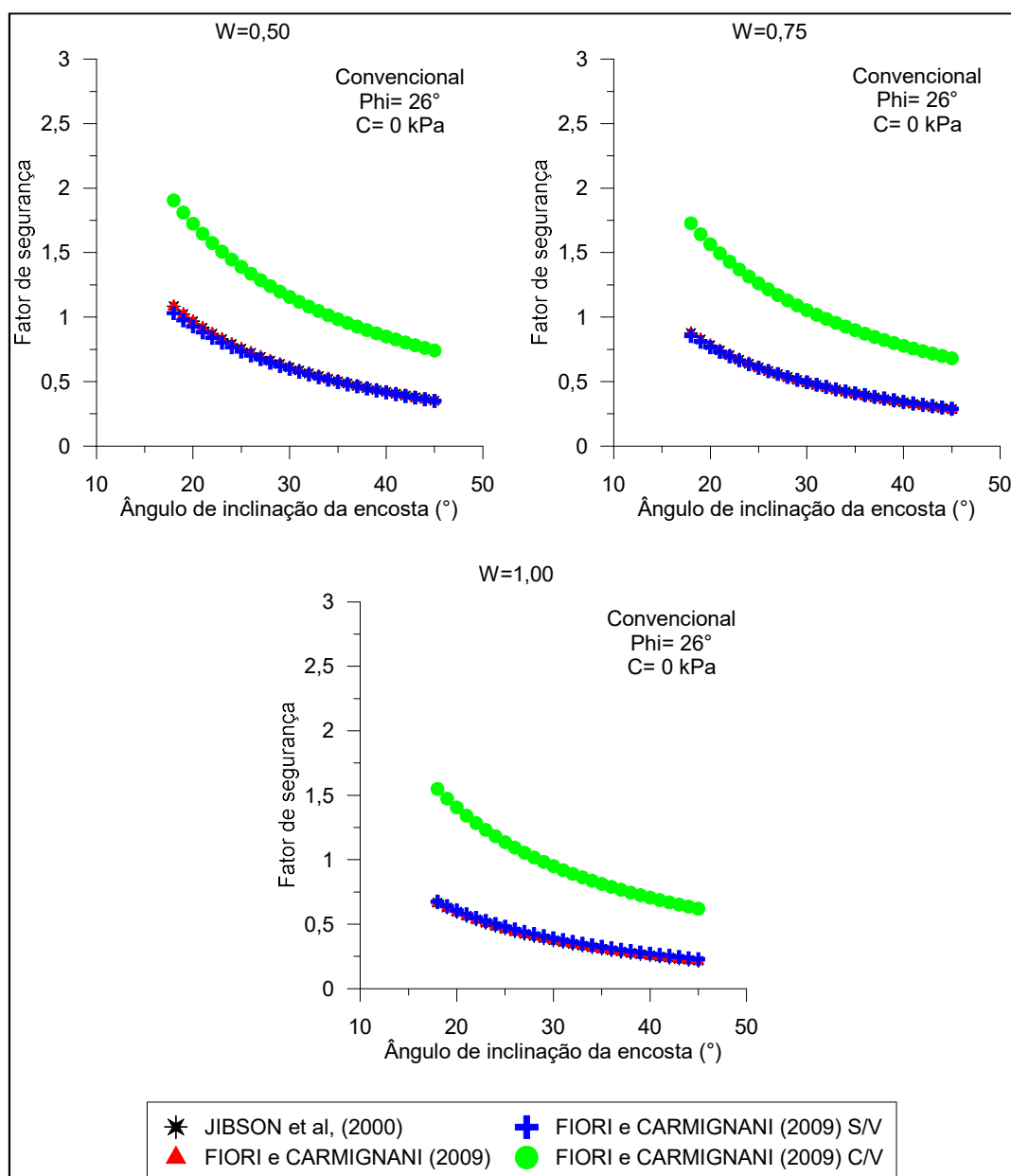
Equação utilizada por Jibson et al. (2000), Harp et al. (2004, 2009).

$$FS = \frac{C}{\gamma_w * t * \sin\alpha} + \frac{\tan\varphi}{\tan\alpha} - \frac{m * \gamma_w * \tan\varphi}{\gamma * \tan\alpha} \quad (19)$$

5.7.1 Valor mínimo de parâmetros de resistência pico

O valor mínimo encontrado a partir dos resultados dos ensaios de laboratório, entre o ensaio de cisalhamento direto convencional e o ensaio triaxial CIU, foi de 26° no ângulo de atrito e de 0 kPa no intercepto coesivo. Considerando estes valores foi possível construir a curva de comportamento do fator de segurança em relação à declividade e em diferentes cenários de saturação, como se observa na Figura 85.

FIGURA 85 – EVOLUÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA EM RELAÇÃO À DECLIVIDADE PARA O VALOR MÍNIMO DE RESISTÊNCIA PICO

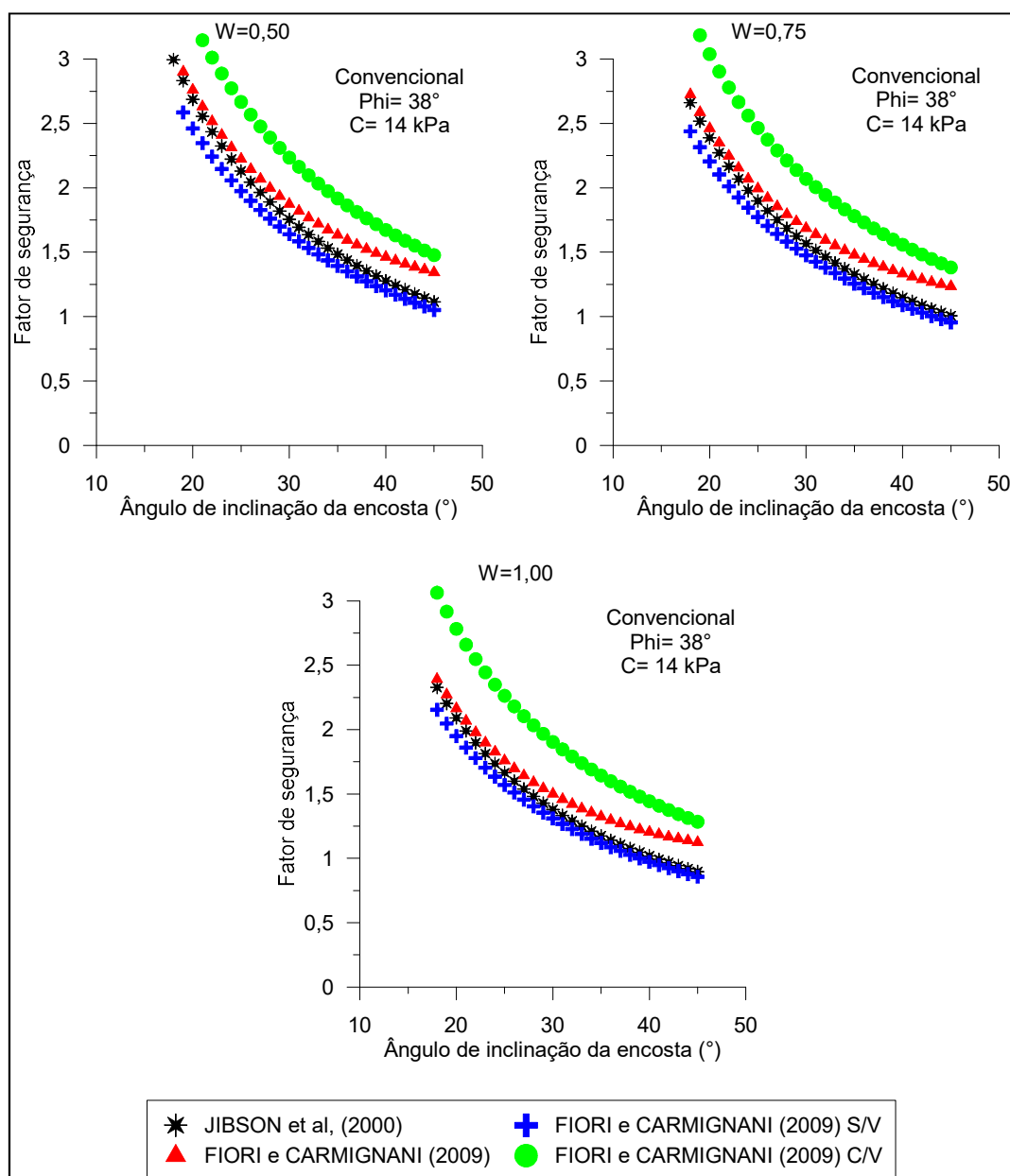


FONTE: O autor (2017).

5.7.2 Valor máximo de parâmetros de resistência de pico

Assim como realizado para o valor mínimo de resistência pico nas análises, foi avaliado o correspondente ao valor máximo obtido a partir do ensaio de cisalhamento convencional e do ensaio triaxial CIU. Cabe salientar que, o resultado utilizado foi o máximo correspondente ao cisalhamento direto convencional de 38° de ângulo de atrito e 14 kPa no intercepto coesivo. Nesta análise também foram simulados cenários de saturação do solo (Figura 86).

FIGURA 86 – EVOLUÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA EM RELAÇÃO À DECLIVIDADE PARA O VALOR MÁXIMO DE RESISTÊNCIA PICO



FONTE: O autor (2017).

Diferentemente do resultado obtido na abordagem realizada no valor mínimo de ângulo de atrito e intercepto coesivo, onde os resultados das três equações que não consideram o sistema solo-raiz se encontraram sobrepostas, observa-se que em valores maiores, ou valores máximos obtidos a partir dos ensaios, destas variáveis começa a ter uma diferenciação no comportamento das curvas.

O valor zero (0) do intercepto coesivo para a análise do mínimo valor de resistência pico tem como consequência os baixos valores para o índice de fator de segurança calculado, tendo como o cenário mais favorável aquele com a influência do sistema solo-raiz.

Cabe salientar que, na condição de equilíbrio limite e com o cenário onde $C=0$, o fator de segurança tende a ser igual a um ($FS=1$) quando o valor do ângulo de inclinação da vertente (β) é igual ao ângulo de atrito interno do solo (φ) (KOZCIAK, 2005). Variações desta condição implica que o maciço estará estável ($\beta < \varphi$) ou instável ($\beta > \varphi$).

5.7.3 Valor médio de parâmetros de resistência de pico

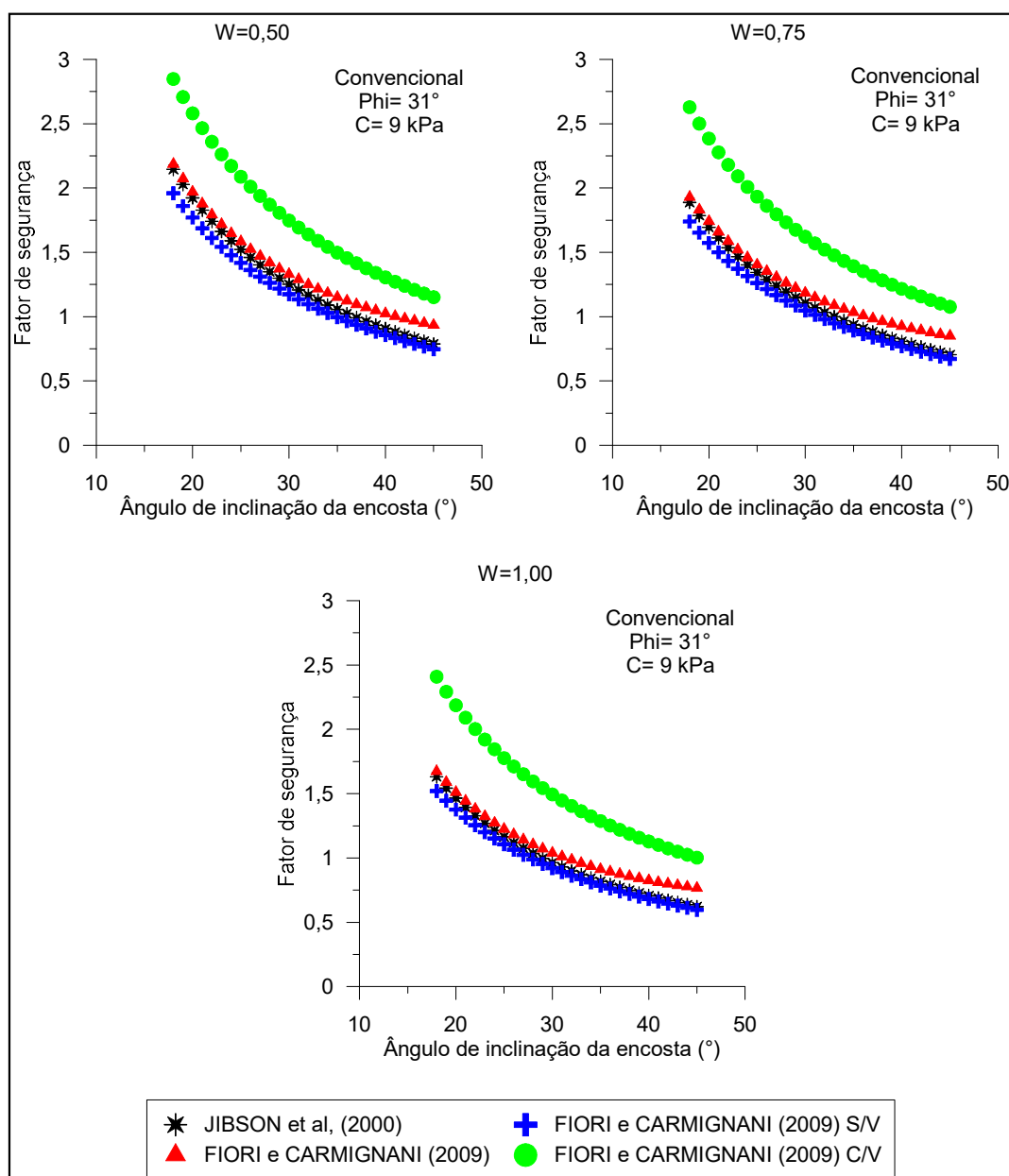
Quanto à análise da evolução ou variação do índice de fator de segurança, considerando o valor médio da resistência de pico, pode ser observado que as curvas apresentam estabilidade em saturações de 50%. O que pode ser percebido como uma situação mais adaptada à realidade do modelo. Assim como os cenários correspondentes às saturações de 75% e 100%, apresentaram-se com resultados mais coerentes (Figura 87).

5.7.4 Valor mínimo de parâmetros de resistência residual

Os gráficos de evolução do comportamento do fator de segurança obtidos a partir do valor mínimo encontrado nos ensaios de resistência residual apresentam-se como de índices de áreas instáveis a muito instáveis nas abordagens de equilíbrio limite sem influencia do sistema solo-raiz. Com ângulo de atrito de 18° e intercepto coesivo de 11 kPa, as curvas de evolução do fator de segurança encontraram-se por baixo do valor aceitável para taludes estáveis

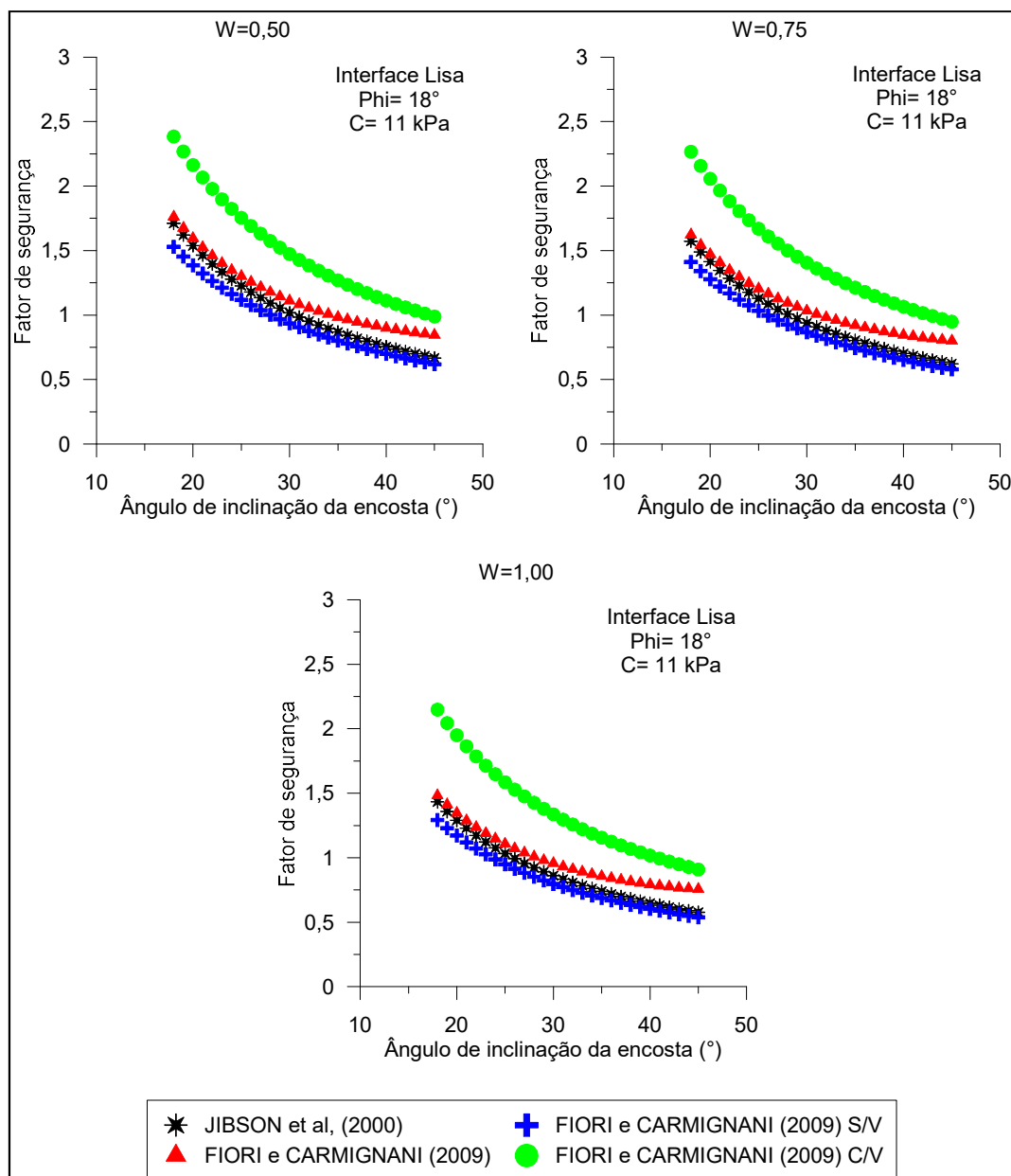
nos diferentes cenários de variação da saturação, isto com exceção da equação que apresenta a abordagem onde a superfície de ruptura encontra-se dentro do sistema solo-raiz, a qual apresenta em alguns casos valores que atribuem estabilidade (Figura 88).

FIGURA 87 – EVOLUÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA EM RELAÇÃO À DECLIVIDADE PARA O VALOR MÉDIO DE RESISTÊNCIA PICO



FONTE: O autor (2017).

FIGURA 88 – EVOLUÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA EM RELAÇÃO À DECLIVIDADE PARA O VALOR MÍNIMO DE RESISTÊNCIA RESIDUAL



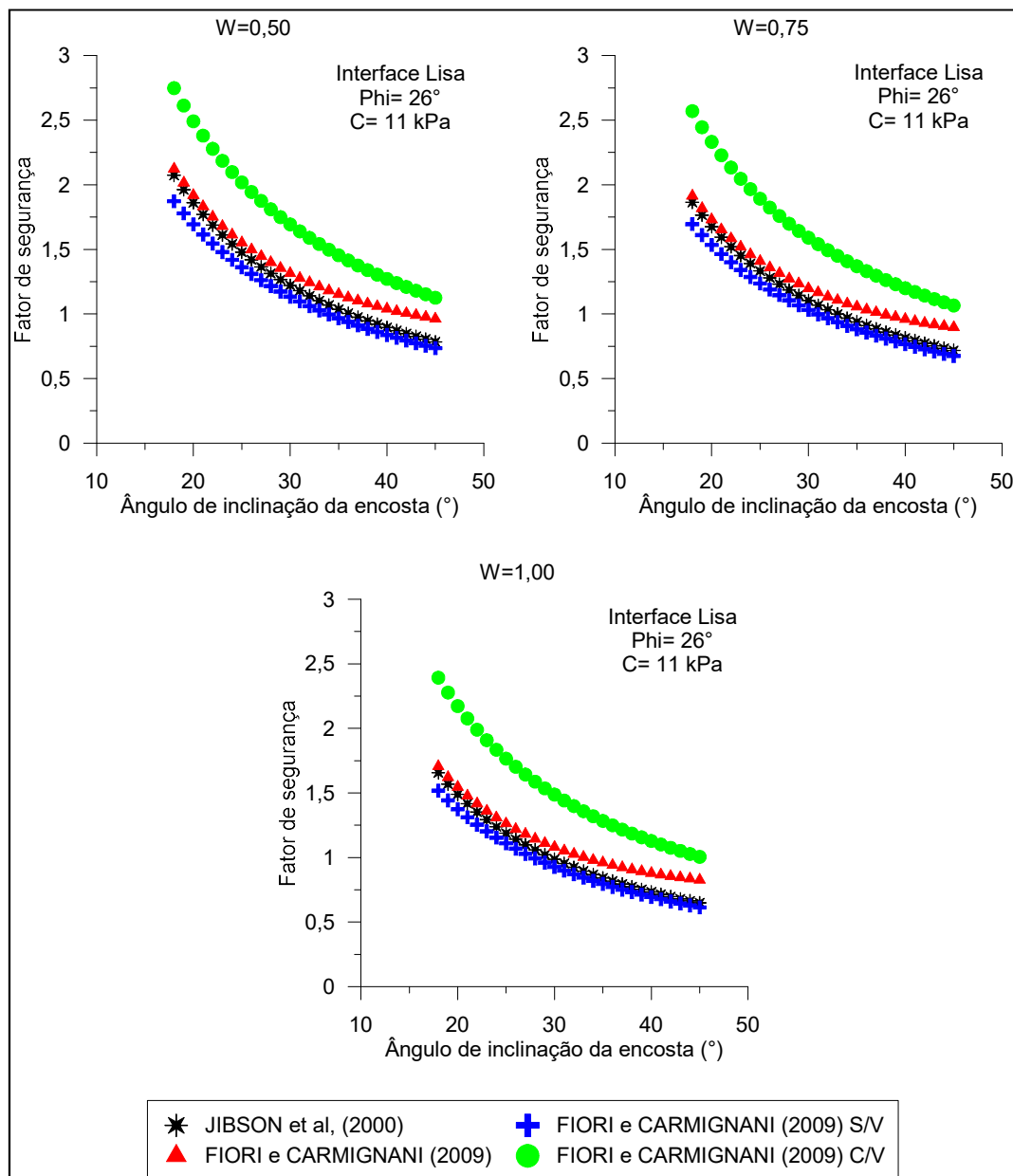
FONTE: O autor (2017).

5.7.5 Valor máximo de parâmetros de resistência residual

Os valores máximos apresentados nos ensaios de resistência residual, quando comparados com os resultados de resistência de pico realizados a partir dos ensaios de cisalhamento direto convencional e triaxial (CIU), se apresentaram coerentes. O valor máximo do ângulo de atrito residual foi de 26,8°, enquanto a média do menor ângulo de atrito encontrado nos ensaios de pico foi de 27°. Nesta abordagem, a relação fator de segurança vs declividade

da encosta apresentou grande parte das áreas como estáveis (Figura 89). Esta condição observou-se como coerente para valores de resistência na região de estudo.

FIGURA 89 – EVOLUÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA EM RELAÇÃO À DECLIVIDADE PARA O VALOR MÁXIMO DE RESISTÊNCIA RESIDUAL



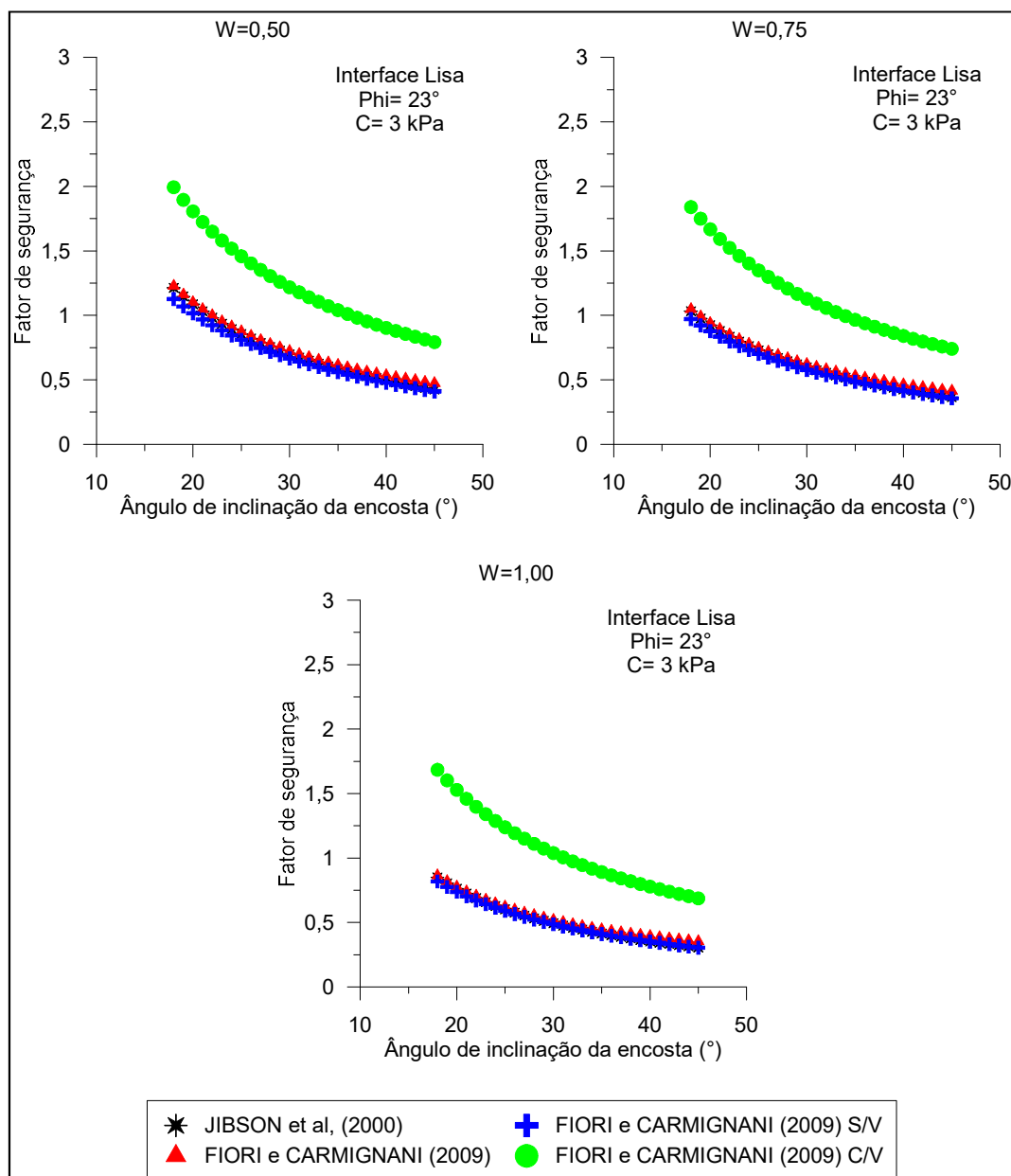
FONTE: O autor (2017).

5.7.6 Valor médio de parâmetros de resistência residual

Os valores médios obtidos no ensaio de cisalhamento de interface lisa para resistência residual, quando avaliados em relação à declividade da encosta

e nos cenários de saturação, se apresentaram com curvas por baixo do equilíbrio limite em todas as análises, o que não representa a realidade que se tem na área de estudo (Figura 90).

FIGURA 90 – EVOLUÇÃO DO FATOR DE SEGURANÇA EM RELAÇÃO À DECLIVIDADE PARA O VALOR MÉDIO DE RESISTÊNCIA RESIDUAL



FONTE: O autor (2017).

Uma vez vistos os diferentes cenários reproduzidos a partir do cálculo da relação entre o índice de fator de segurança e o ângulo de inclinação da encosta e considerando três estágios de saturação da massa de solo (50%, 75% e

100%), pode ser concluído que de acordo com o modelo gerado e a realidade observada em campo, vários destes cenários não são factíveis.

Valores de intercepto coesivo zero (0) podem ser encontrados devido ao fato da diminuição do parâmetro por causa das precipitações, embora não sejam as condições normais para a área de estudo onde são observados solos coesos, embora com pouca quantidade de argila como observado nas análises granulométricas.

A equação que se apresentou como sendo a situação mais crítica na análise de estabilidade foi a Equação 15, a qual considera que a superfície de ruptura se encontra sob o sistema solo-raiz. Motivo pelo qual, foi a utilizada nas análises subsequentes.

5.8 MAPAS DE SUSCETIBILIDADE DERIVADOS DA INTEGRAÇÃO DOS DADOS OBTIDOS E APLICAÇÃO DO MÉTODO DE EQUILÍBRIO LIMITE

Para obter os mapas de suscetibilidade ou de índice de fator de segurança da região de estudo, foram integrados os dados obtidos em cada fase e etapa do trabalho.

Para isto foram definidos os parâmetros de entrada a serem utilizados na aplicação do método de equilíbrio limite a fim de espacializar os resultados a partir do Sistema de Informação Geográfica (SIG).

Estes parâmetros de entrada foram considerados como os valores mínimos, máximos e médios dos resultados obtidos nos ensaios de caracterização, principalmente nos ensaios de resistência mecânica, os quais apresentam os parâmetros de ângulo de atrito e intercepto coesivo, de maneira a realizar os cenários correspondentes com os valores resultantes, para logo ser utilizados na Equação 15 (FIORI e CARMIGNANI, 2009), por ser esta a que apresentou-se mais crítica.

$$FS = \frac{C_s + [(\gamma_{nat} - W * \gamma_a) * h * \cos\beta + \sigma_a * \cos\beta] * \tan\varphi}{(h * \gamma_{nat} + \sigma_a) * \sin\beta + \sigma_{ve}} \quad (15)$$

Cabe salientar que esta equação teve que ser programada para ser compatível com o *software* do sistema de informação geográfica ArcGIS 10.1, de maneira a obter a espacialização dos resultados. A ferramenta utilizada para obtenção destes resultados foi o *Raster Calculator*, do *Spatial Analyst Tools > Map Algebra*.

Assim, a equação foi estabelecida da seguinte maneira:

$$\frac{((C_s) + (((((\gamma_{nat}) - (W * \gamma_a)) * (h) * (\cos(\beta * (\text{math.pi} / 180.0)))) + (\sigma_a * \cos(\beta * (\text{math.pi} / 180.0)))) * \tan((\varphi * (\text{math.pi} / 180.0))))}{((((h) * (\gamma_{nat})) + \sigma_a) * \sin(\beta * (\text{math.pi} / 180.0))) + \sigma_{ve}}$$

Na Tabela 40 se apresentam os parâmetros utilizados na Equação 15, assim como os valores adotados para cada cenário.

TABELA 40 – VALORES DOS PARÂMETROS UTILIZADOS NA APLICAÇÃO DA EQUAÇÃO DE EQUILÍBRIO LIMITE

Parâmetro	Símbolo	Valor adotado / Cenário					
		1	2	3	4	5	6
Intercepto coesivo (kPa)	C_s	0	14	7	0	11	3
Peso específico natural (kN/m³)	γ_{nat}	18	18	18	18	18	18
Saturação (%)	W	1	1	1	1	1	1
Peso específico da água (kN/m³)	γ_a	10	10	10	10	10	10
Espessura do solo (m)	h	2	2	2	2	2	2
Ângulo de inclinação da vertente (°)	β	Valor do <i>raster</i> de declividade					
Peso das árvores (kPa)	σ_a	3	3	3	3	3	3
Ângulo de atrito interno do solo (°)	φ	26	38	32	18	26	23
Força do vento nas árvores (kPa)	σ_{ve}	1	1	1	1	1	1

FONTE: O autor (2017).

Uma vez definidos os parâmetros de entrada, foram gerados os mapas de índice de fator de segurança, tendo-se a descrição dos diferentes cenários, como se apresenta na Tabela 41.

TABELA 41 – CENÁRIOS DE MAPAS DE ÍNDICE DE FATOR DE SEGURANÇA

Cenário	Ângulo de atrito interno (φ) (°)	Intercepto coesivo (C) (kPa)
1	26	0
2	38	14
3	32	7
4	18	0
5	26	11
6	23	3

FONTE: O autor (2017).

Para cada cenário de ângulo de atrito e intercepto coesivo, foram realizadas as análises quantitativas de ocorrência e feito o gráfico do resultado em porcentual de área.

Cabe salientar que as análises foram realizadas em cada bacia, apresentando nas análises o Fator de Segurança da Bacia Norte (FSN) e o Fator de Segurança da Bacia Sul (FSS) em relação ao índice de segurança.

Referencias de estudos prévios (KOZCIAK, 2005) apresentaram classificações definidas por intervalos de estabilidade os quais são apresentados na Tabela 42.

TABELA 42 – CLASSIFICAÇÃO DO VALOR DE FATOR DE SEGURANÇA

Classe	Intervalo	Classificação
1	< 1,0	Muito instável
2	1,0 – 1,5	Instável
3	1,5 – 2,0	Estável
4	> 2,0	Muito estável

FONTE: Modificado De Kozciak (2005).

Vaz (2014) e Millan (2015) discretizaram os resultados do fator de segurança em relação à suscetibilidade da região ante a ocorrência de escorregamentos translacionais, apresentando quatro classes, descritas na Tabela 43.

TABELA 43 – CLASSIFICAÇÃO DO VALOR DO FATOR DE SEGURANÇA A PARTIR DA SUSCETIBILIDADE DA ÁREA

Classe	Intervalo	Classificação
1	< 1,0	Muito alta suscetibilidade
2	1,0 – 1,5	Alta suscetibilidade
3	1,5 – 2,0	Moderada suscetibilidade
4	> 2,0	Baixa suscetibilidade

FONTE: Tomado de Millán (2015).

Os resultados do índice de fator de segurança (IFS) foram classificados neste trabalho de acordo com o valor, considerando os intervalos apresentados na Tabela 44.

TABELA 44 – CLASSIFICAÇÃO DO VALOR DO ÍNDICE DE FATOR DE SEGURANÇA

Classe	Intervalo	Classificação do IFS
1	< 1,0	Baixo
2	1,0 – 1,5	Médio
3	1,5 – 2,0	Intermediário
4	> 2,0	Alto

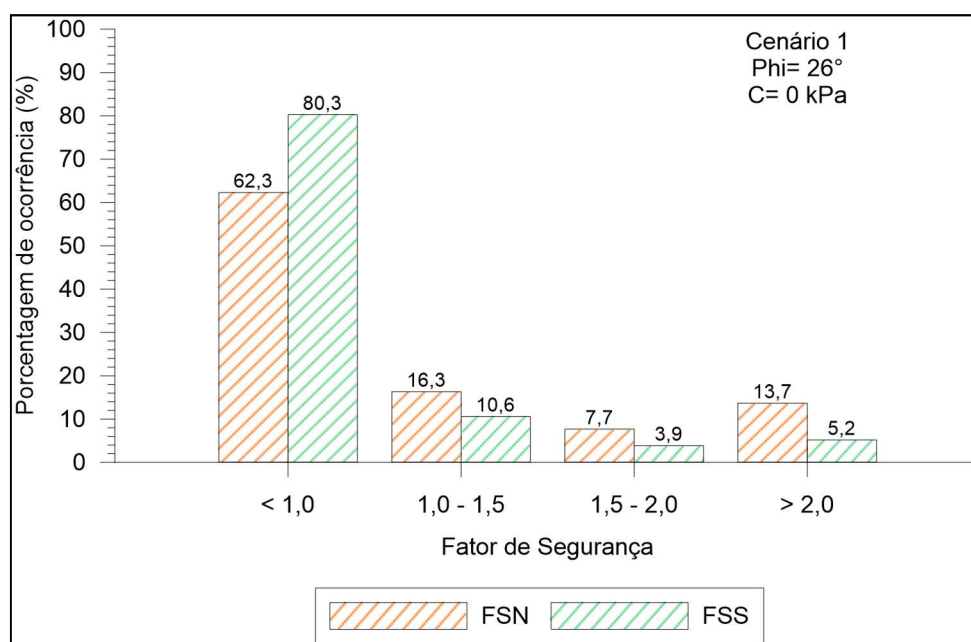
FONTE: O autor (2017).

Cabe salientar que para a elaboração dos mapas e análises descritas, a saturação vai ser tomada como $W=1,00$, visando à obtenção do pior cenário possível.

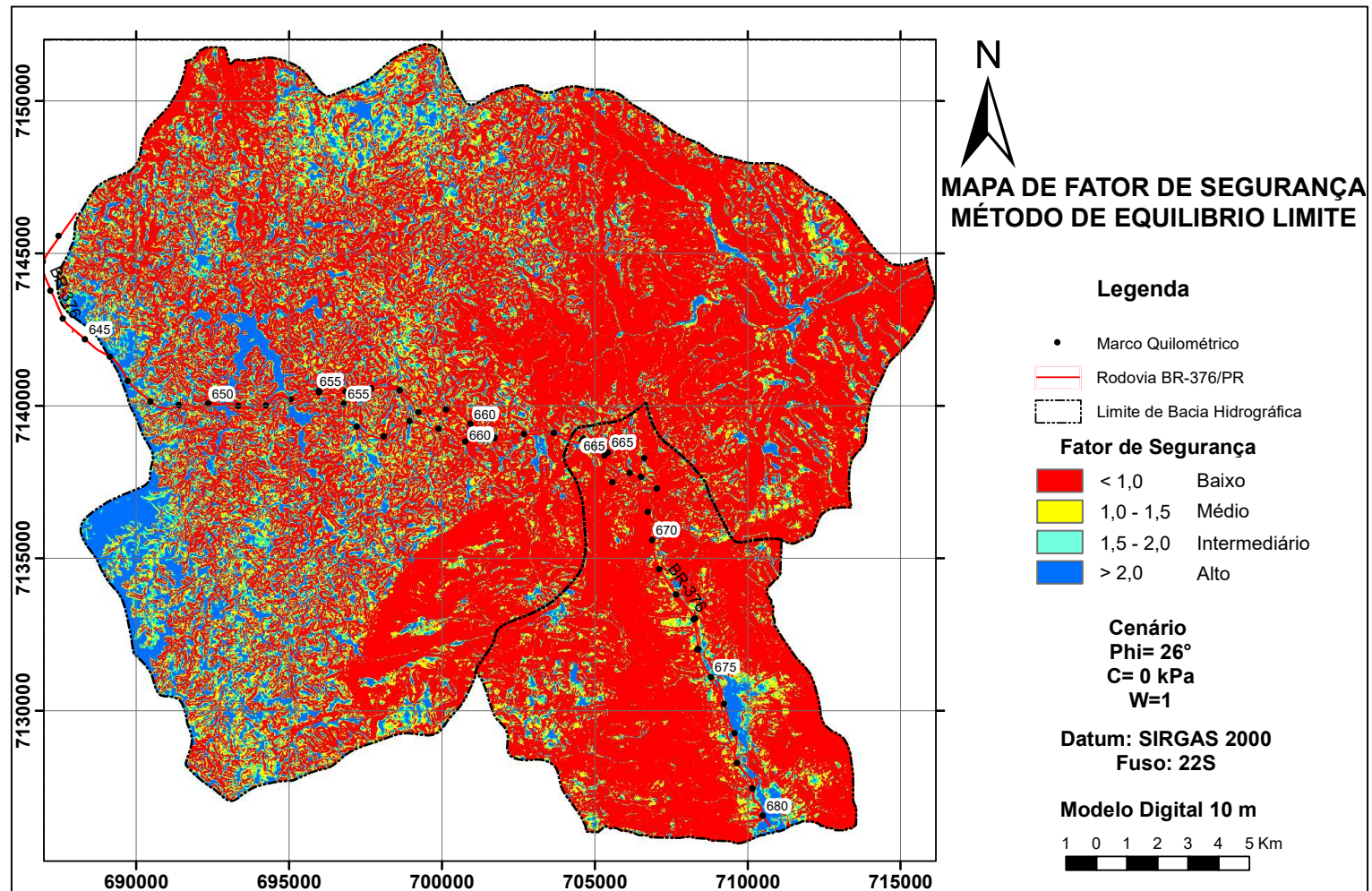
5.8.1 Cenário 1 ($\phi=26^\circ$; $C=0$ kPa)

Neste cenário se apresenta a análise de fator de segurança para os valores mínimos dos parâmetros obtidos a partir dos ensaios de resistência de pico, tanto pelo ensaio de cisalhamento direto convencional como pelo ensaio triaxial CIU. A partir do processamento com estes dados de entrada pode ser observada uma grande distribuição de área com maior propensão à instabilidade, tanto na área norte como na área sul (Figura 91 e Figura 92). Cabe salientar que, por ser este cenário avaliado com o intercepto coesivo igual a zero e a saturação igual a 100%, a consideração que se dá é de um cenário muito pessimista ou catastrófico, com alta porcentagem de IFS baixo.

FIGURA 91 – DISTRIBUIÇÃO DO ÍNDICE DE FATOR DE SEGURANÇA PARA O CENÁRIO 1



FONTE: O autor (2017).

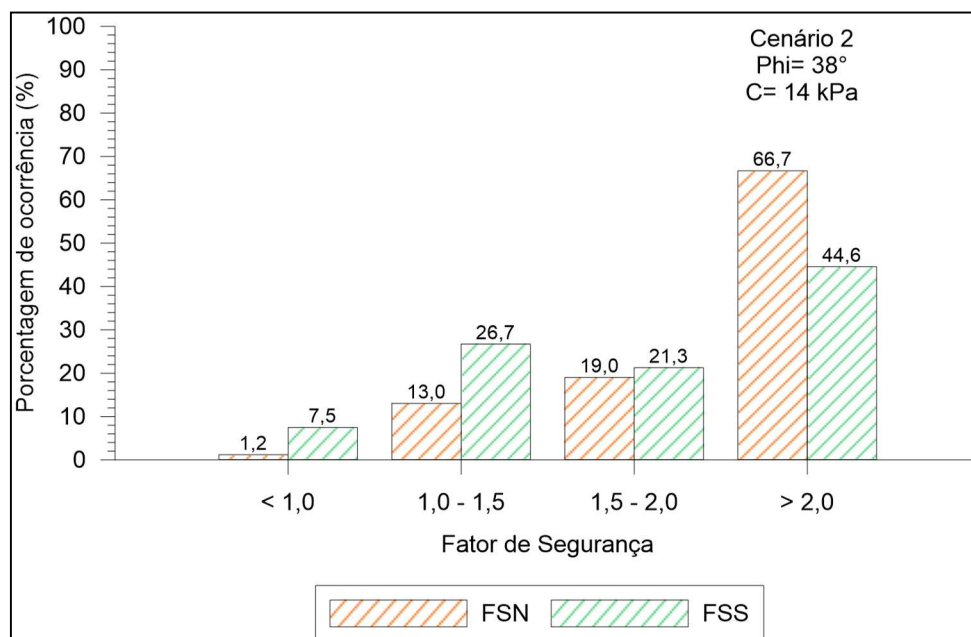
FIGURA 92 – MAPA DE FATOR DE SEGURANÇA PARA O CENÁRIO 1 ($\Phi=26^\circ$; $C=0$ KPA)

FONTE: O autor (2017).

5.8.2 Cenário 2 ($\phi=38^\circ$; $C=14$ kPa)

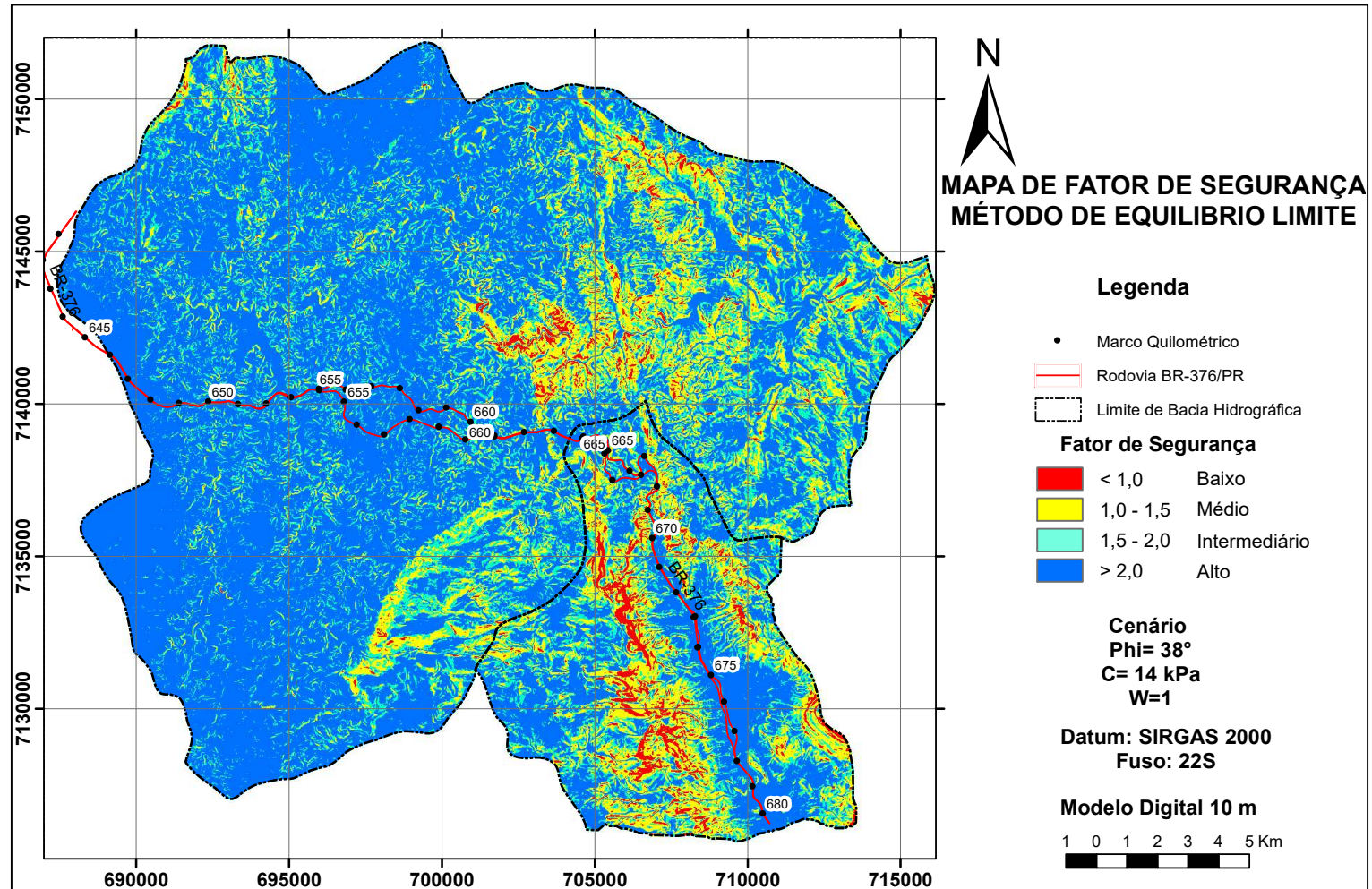
Este cenário apresenta-se um pouco mais conservador, visto que foi realizado com os valores máximos de parâmetros de resistência ao cisalhamento direto convencional, o qual teve um ângulo de atrito de 38° e um intercepto coesivo de 14 kPa, que aumentam a estabilidade das encostas do modelo. A distribuição do índice de fator de segurança (IFS) é favorável à estabilidade tanto na área norte (FSN) como na área sul (FSS) (Figura 93). O mapa de fator de segurança apresentou a espacialização destas áreas, onde se observa a maior instabilidade nas regiões da transição da Serra do Mar com o Primeiro Planalto Paranaense e nas regiões que circundam o granito Morro Redondo, entre outras, as quais apresentaram as maiores declividades (Figura 94).

FIGURA 93 – DISTRIBUIÇÃO DO ÍNDICE DE FATOR DE SEGURANÇA PARA O CENÁRIO 2



FONTE: O autor (2017).

FIGURA 94 – MAPA DE FATOR DE SEGURANÇA PARA O CENÁRIO 2 ($\Phi=38^\circ$; $C=14$ KPA)

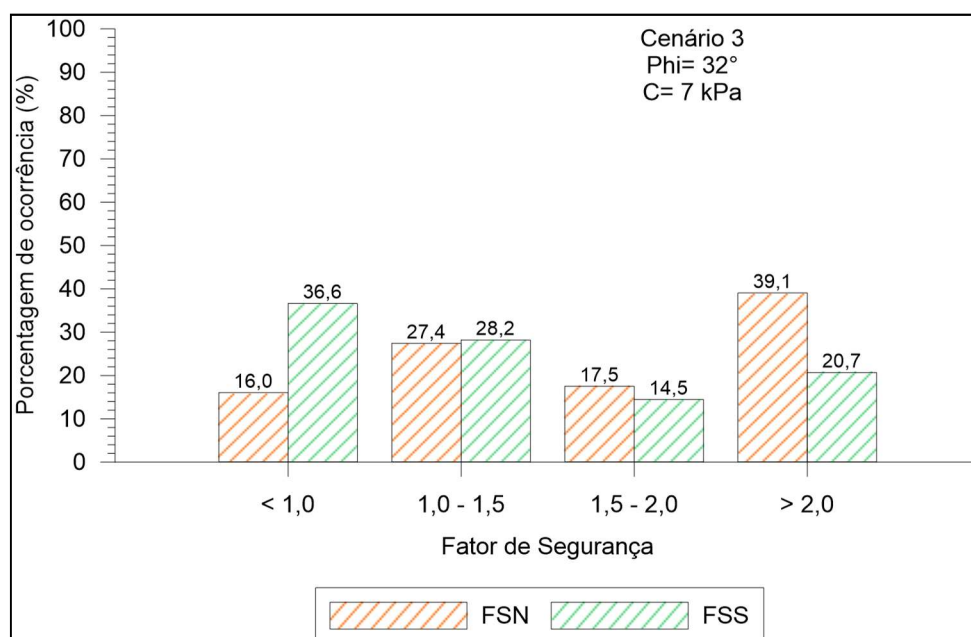


FONTE: O autor (2017).

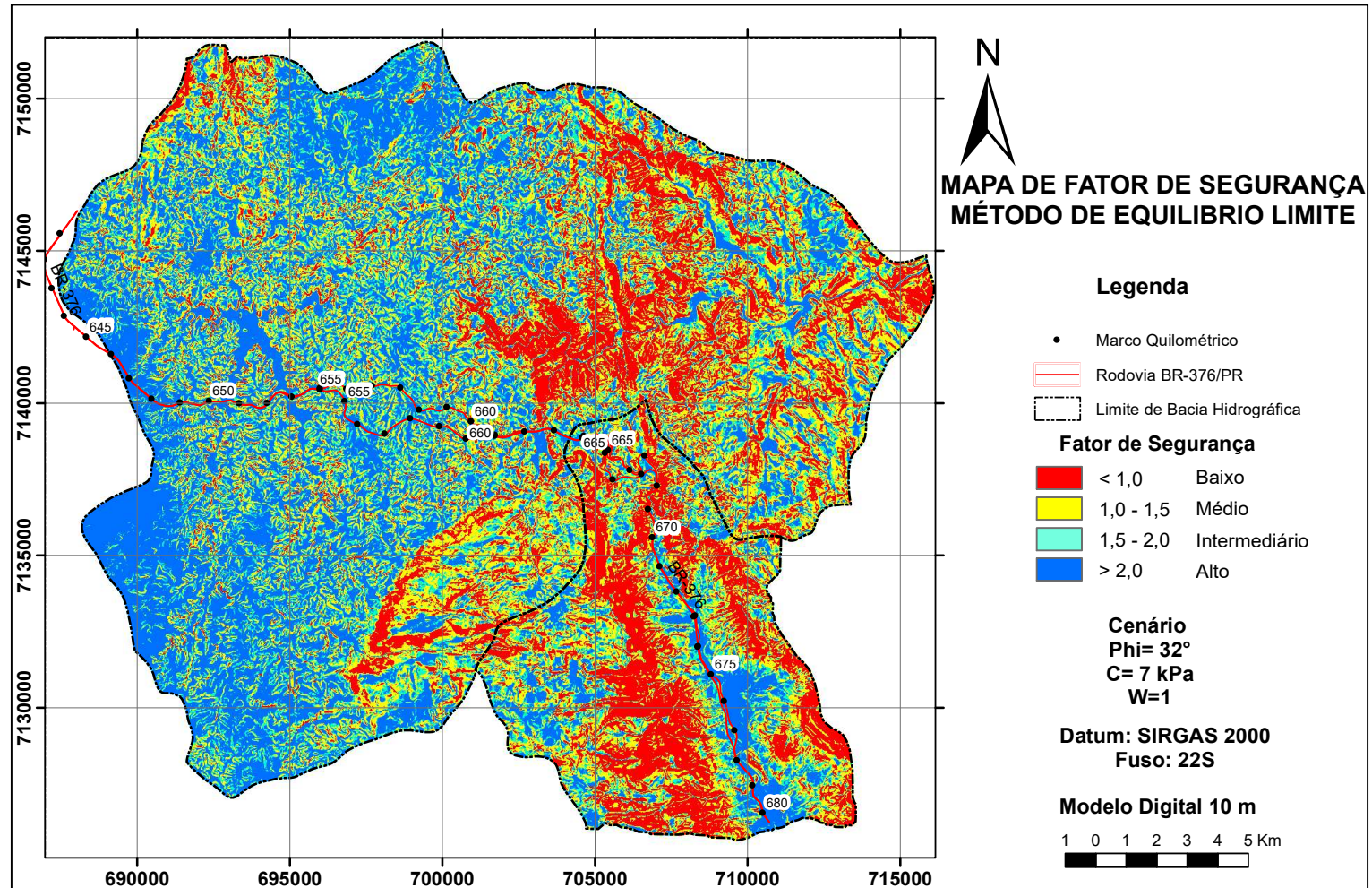
5.8.3 Cenário 3 ($\phi=32^\circ$; $C=7$ kPa)

Neste cenário, apresenta-se o resultado do processamento com os valores médios obtidos a partir dos ensaios de resistência. Aqui, apresentou-se uma distribuição de índices de fator de segurança mais equilibrada quanto às áreas de menor e maior estabilidade. Neste caso, a bacia norte se apresentou com menos porcentagem de áreas com IFS baixo ($FS < 1,0$) e maior quantidade de áreas IFS alto ($FS > 2,0$) (Figura 95) o que é coerente com a distribuição de declividade do modelo adotado. Já na bacia sul, quando comparado ao modelo de declividades que é o principal atributo de peso na equação de fator de segurança, as áreas de IFS baixo ($FS < 1,0$) apresentaram uma porcentagem de ocorrência mais significativa, atingindo 36,6 % de ocorrência. A espacialização deste cenário encontra-se apresentada na Figura 96.

FIGURA 95 – DISTRIBUIÇÃO DO ÍNDICE DE FATOR DE SEGURANÇA PARA O CENÁRIO 3



FONTE: O autor (2017).

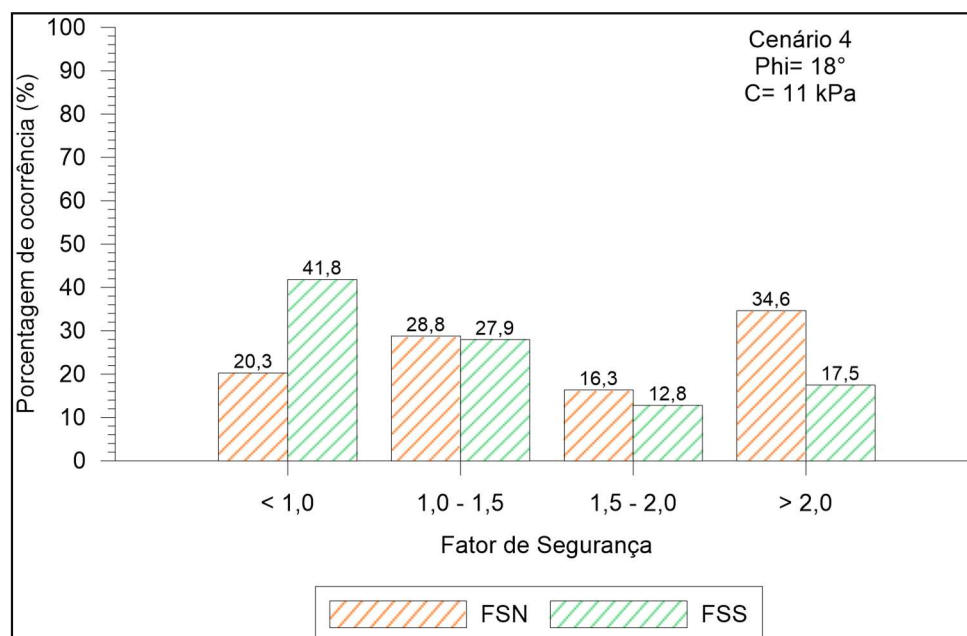
FIGURA 96 – MAPA DE FATOR DE SEGURANÇA PARA O CENÁRIO 3 ($\Phi=32^\circ$; $C=7$ KPA)

FONTE: O autor (2017).

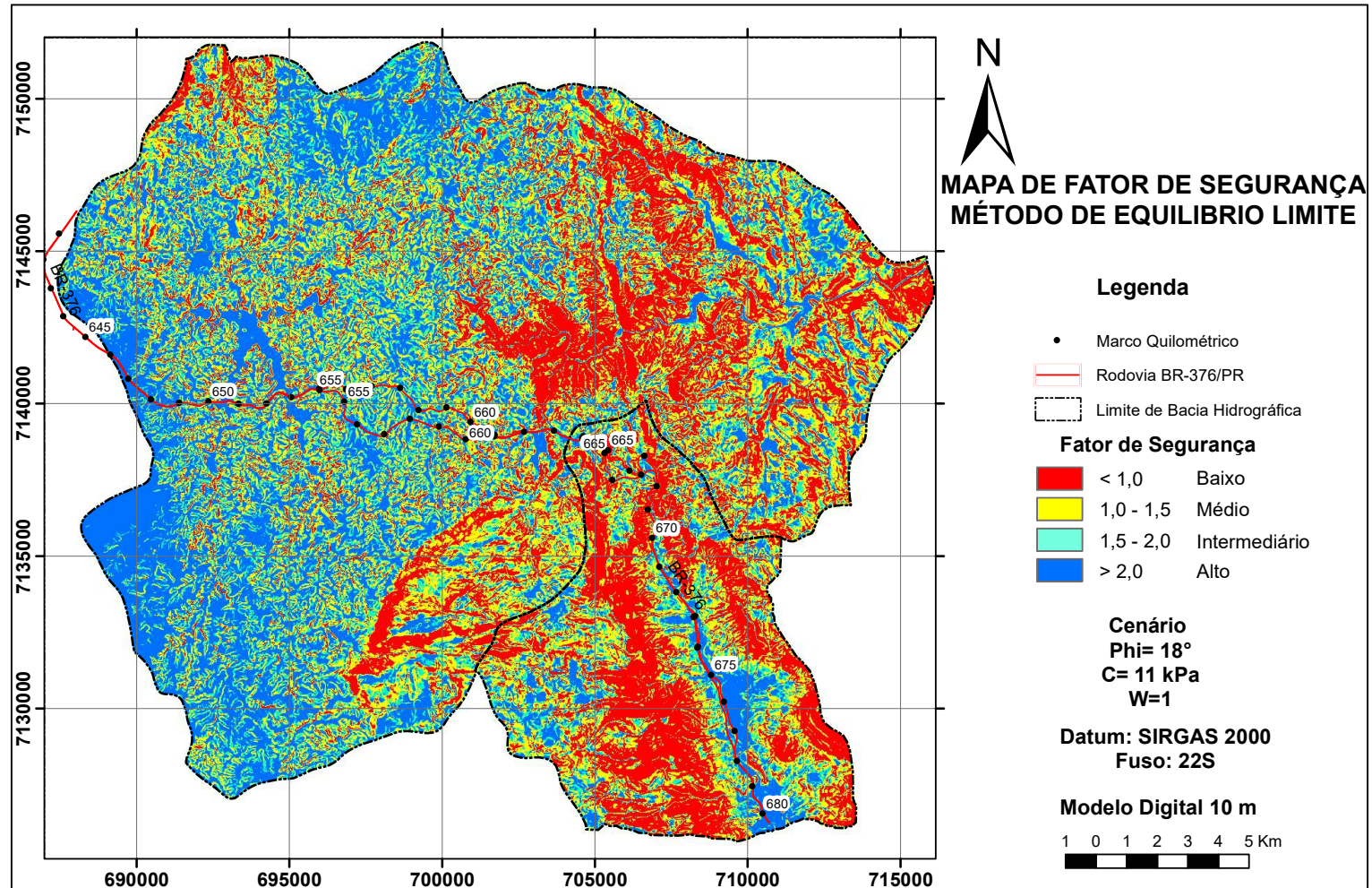
5.8.4 Cenário 4 ($\phi=18^\circ$; $C=11$ kPa)

O cenário 4, com um ângulo de atrito baixo 18° , embora com um valor de coesão de 11 kPa, resultando como o menor valor de resistência residual calculado a partir do ensaio de cisalhamento direto de interface lisa, apresentou uma distribuição de índices de segurança diferenciada quanto às áreas com IFS baixo ($FS < 1,0$). Pode ser observado que, as porcentagens destas áreas estiveram em torno dos 41,8% para a área sul, que conta com a maior distribuição de declividades acentuadas. Já na área norte, as áreas de IFS baixo apresentaram uma porcentagem de ocorrência baixa (20,3 %), adaptando-se de certa proporção à declividade encontrada no modelo (Figura 97 e Figura 98).

FIGURA 97 – DISTRIBUIÇÃO DO ÍNDICE DE FATOR DE SEGURANÇA PARA O CENÁRIO 4



FONTE: O autor (2017).

FIGURA 98 – MAPA DE FATOR DE SEGURANÇA PARA O CENÁRIO 4 ($\Phi=18^\circ$; $C=11$ KPA)

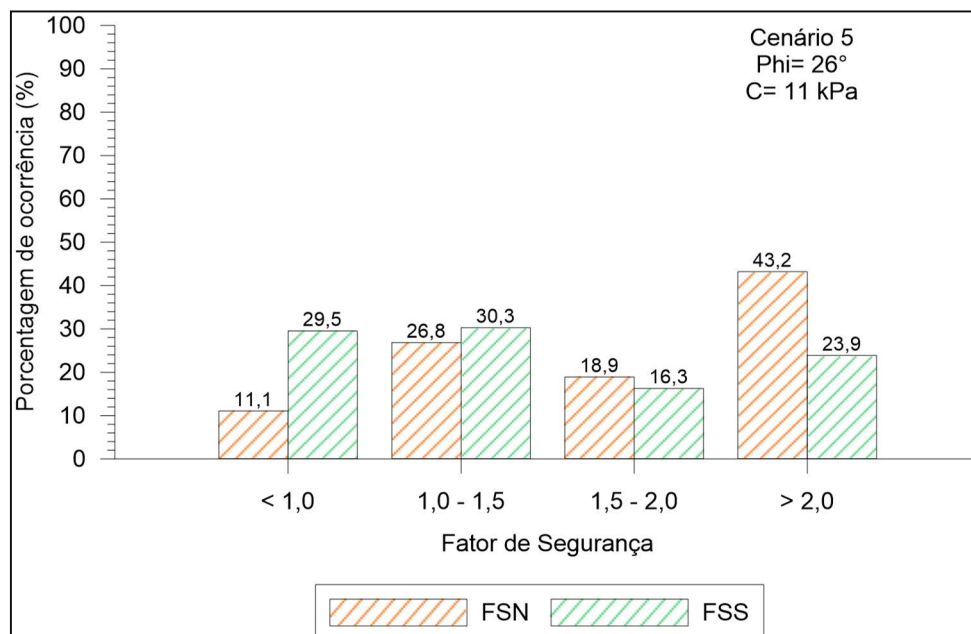
FONTE: O autor (2017).

5.8.5 Cenário 5 ($\phi=26^\circ$; $C=11$ kPa)

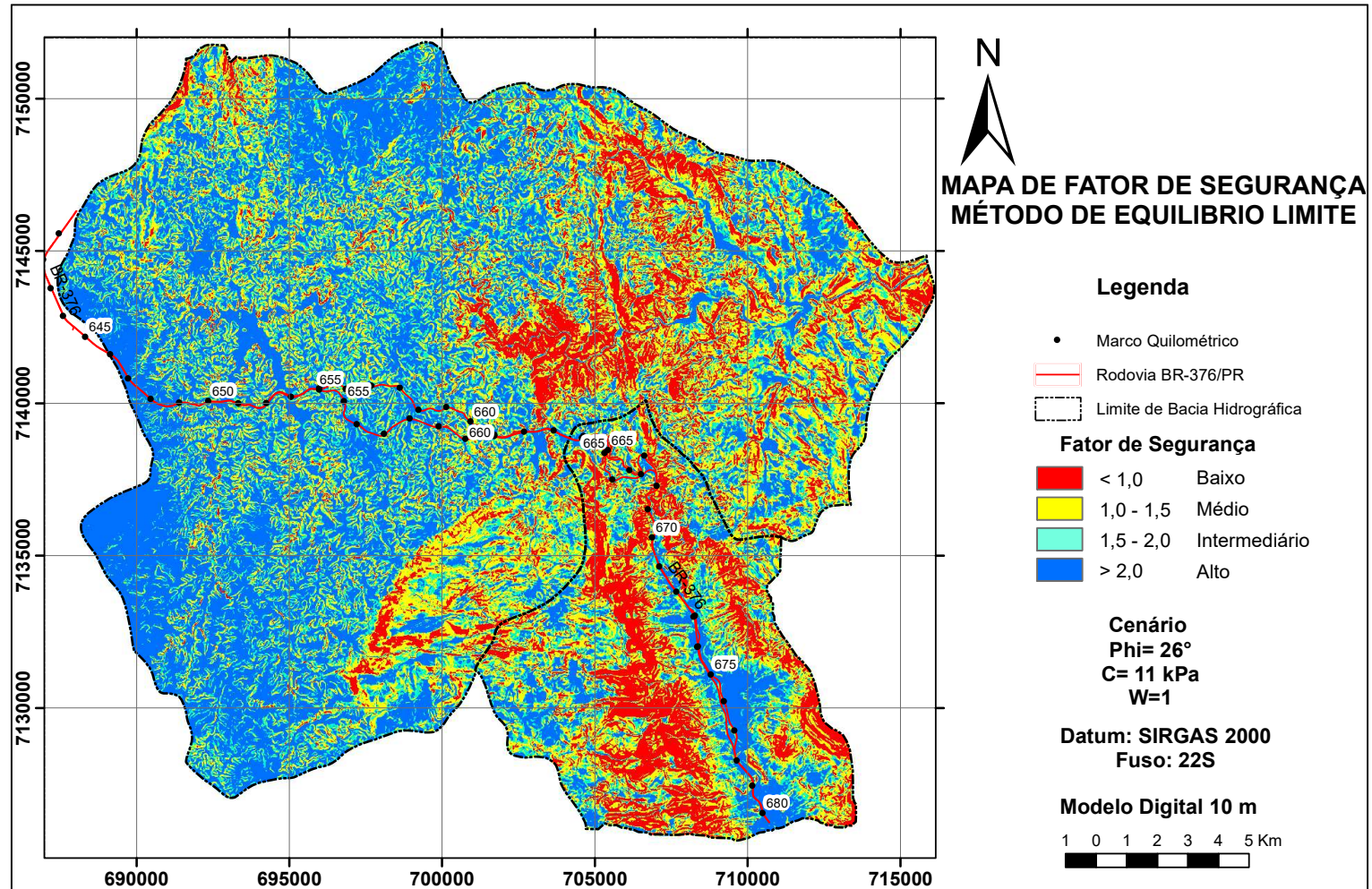
Este cenário corresponde aos valores máximos encontrados a partir do ensaio de cisalhamento direto de interface lisa para obtenção do ângulo de atrito residual. Pode-se observar que a distribuição dos índices de fator de segurança apresentou-se discreta, diminuindo os valores de ocorrência das áreas de IFS baixo ($FS < 1,0$) (Figura 99). Realizando uma comparação com o cenário 1, o qual apresentou como mínimo de valores de resistência de pico um ângulo de atrito de 26° e um intercepto coesivo de 0 kPa, observou-se que a diminuição do intercepto coesivo ou coesão do solo a valores mínimos, afeta diretamente no índice de fator de segurança. Em um cenário com coesão de 11 kPa a ocorrência de áreas com IFS baixo ($FS < 1,0$) na bacia sul, caracterizada por apresentar as classes com maiores declividades, teve 29,5% de porcentagem de ocorrência, no entanto com a diminuição do valor da coesão para zero (0 kPa) a ocorrência de áreas IFS baixo ($FS < 1,0$), atingiu os 89,3%, variando 59,8% a área de muita instabilidade.

No mapa de fator de segurança da Figura 100 pode-se observar a distribuição do índice nas bacias estudadas.

FIGURA 99 – DISTRIBUIÇÃO DO ÍNDICE DE FATOR DE SEGURANÇA PARA O CENÁRIO 5



FONTE: O autor (2017).

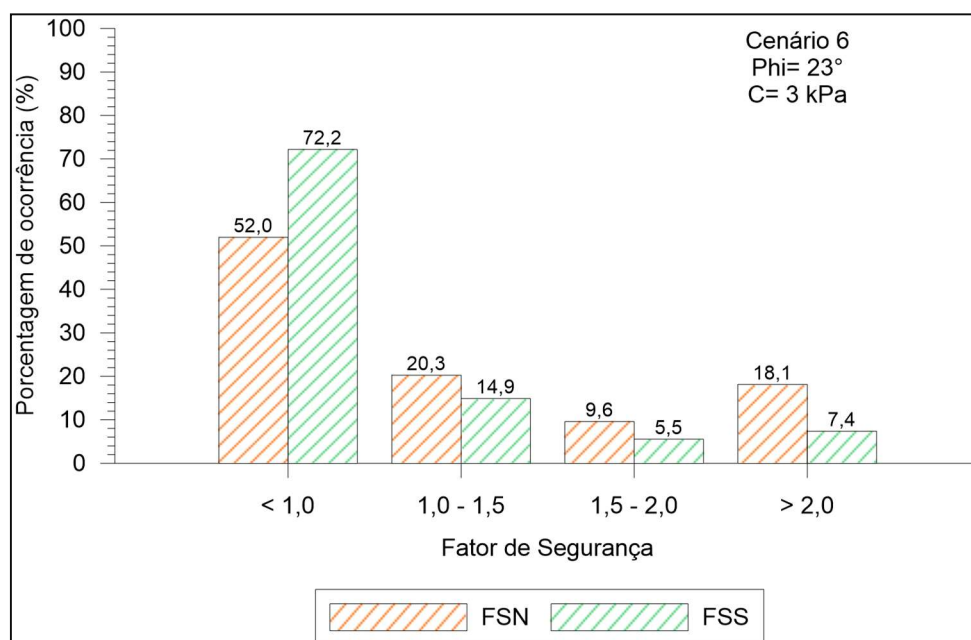
FIGURA 100 – MAPA DE FATOR DE SEGURANÇA PARA O CENÁRIO 5 ($\Phi=26^\circ$; $C=11$ KPA)

FONTE: O autor (2017).

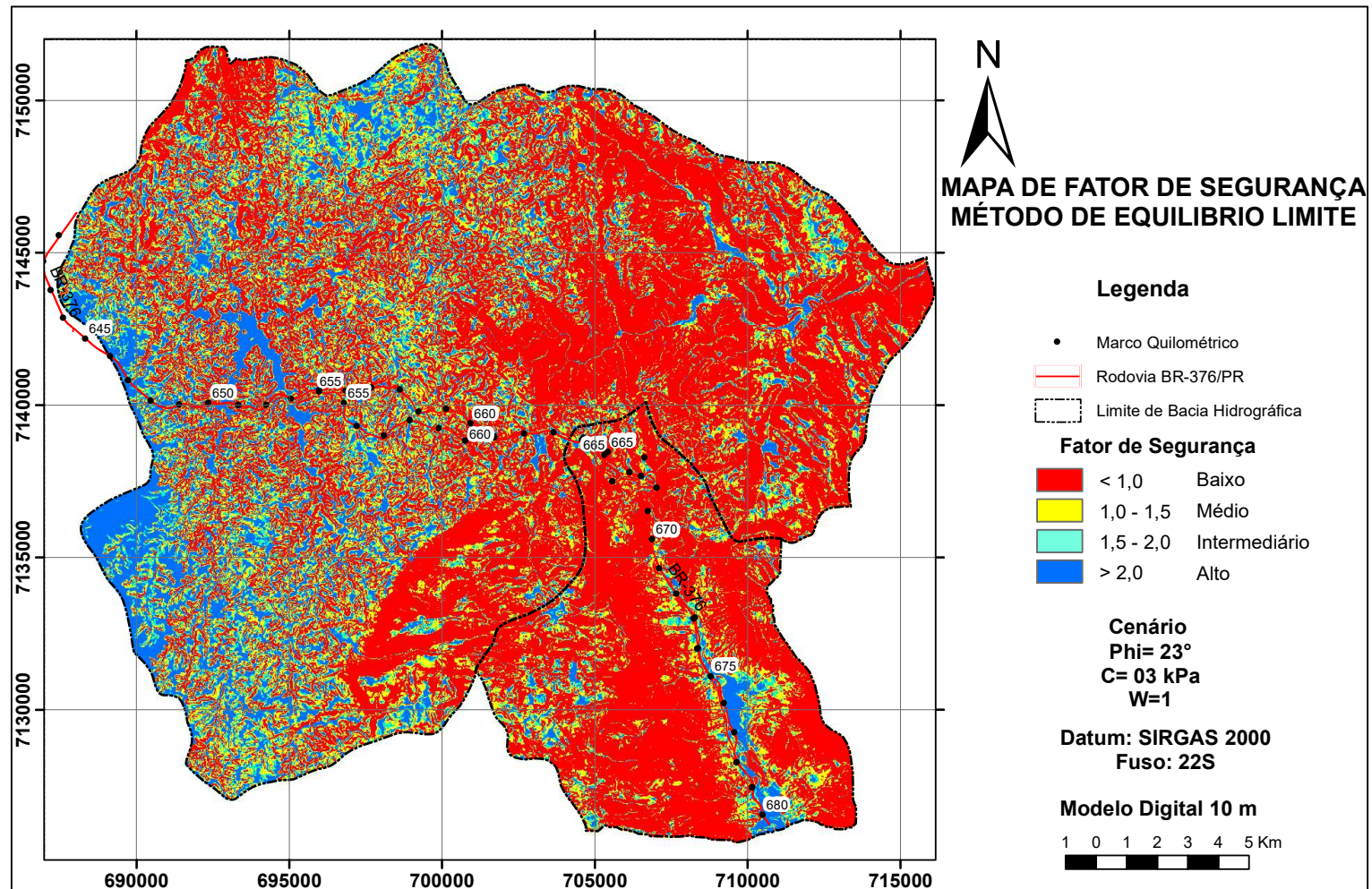
5.8.6 Cenário 6 ($\phi=23^\circ$; $C=3$ kPa)

Este cenário se apresentou como o valor médio dos parâmetros de resistência residual e onde observou-se o aumento significativo das áreas com IFS baixo tanto na bacia norte como na bacia sul, que por definição é a que tem a maior variação de declividade. A distribuição de ocorrências pode ser observada na Figura 101, assim como a distribuição espacial dos intervalos do índice de fator de segurança na Figura 102.

FIGURA 101 – DISTRIBUIÇÃO DO ÍNDICE DE FATOR DE SEGURANÇA PARA O CENÁRIO 6



FONTE: O autor (2017).

FIGURA 102 – MAPA DE FATOR DE SEGURANÇA PARA O CENÁRIO 6 ($\Phi=23^\circ$; $C=3$ KPA)

FONTE: O autor (2017).

Dando seguimento nas análises, na Tabela 45 e Tabela 46, se apresenta o resumo das variações das áreas de ocorrência dos intervalos do índice de fator de segurança (IFS), tanto para a área norte como para a área sul, nos diferentes cenários modelados.

TABELA 45 – DISTRIBUIÇÃO DE OCORRÊNCIAS DE ÍNDICE DE SEGURANÇA PARA A ÁREA NORTE

Classe	Intervalo	Distribuição de ocorrências (%) / Cenários					
		1	2	3	4	5	6
1	< 1,0	62,3	1,2	16,0	20,3	11,1	52,0
2	1,0 – 1,5	16,3	13,0	27,4	28,8	26,8	20,3
3	1,5 – 2,0	7,7	19,0	17,5	16,3	18,9	9,6
4	> 2,0	13,7	66,7	39,1	34,6	43,2	18,1

FONTE: O autor (2017).

TABELA 46 – DISTRIBUIÇÃO DE OCORRÊNCIAS DE ÍNDICE DE SEGURANÇA PARA A ÁREA SUL

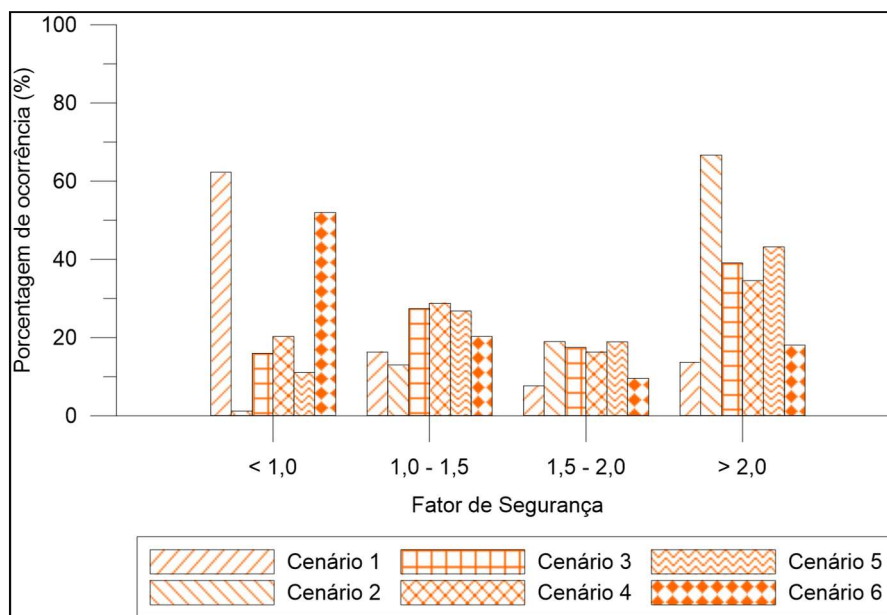
Classe	Intervalo	Distribuição de ocorrências (%) / Cenários					
		1	2	3	4	5	6
1	< 1,0	80,3	7,5	36,6	41,8	29,5	72,2
2	1,0 – 1,5	10,6	26,7	28,2	27,9	30,3	14,9
3	1,5 – 2,0	3,9	21,3	14,5	12,8	16,3	5,5
4	> 2,0	5,2	44,6	20,7	17,5	23,9	7,4

FONTE: O autor (2017).

Para observar de maneira mais clara as variações, foram feitos gráficos de barras apresentados na Figura 103 e Figura 104, os quais facilitam a interpretação e observação das magnitudes nas mudanças dos valores.

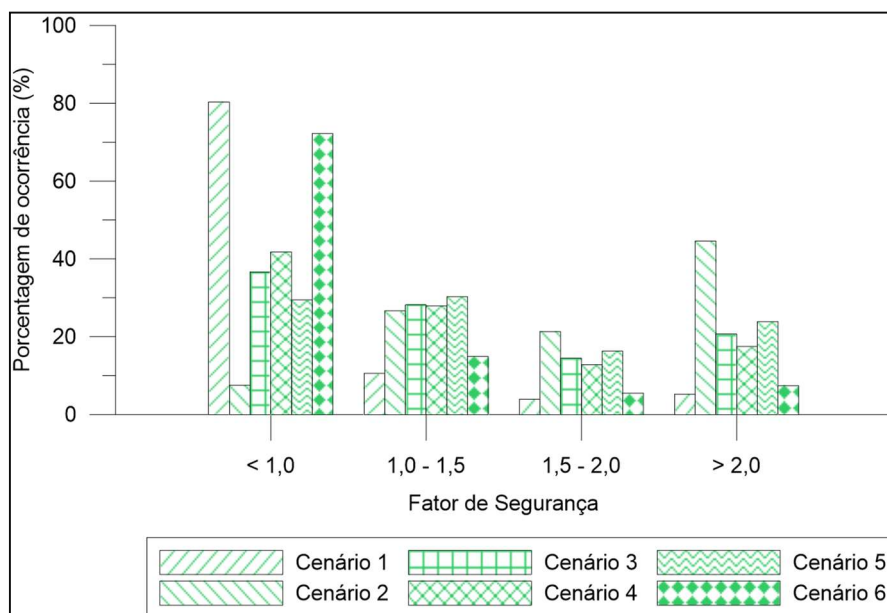
Com base nesta análise conclui-se que, os cenários 1 e 6 foram os que se apresentaram com maior instabilidade, tanto na área norte como na área sul, devido ao baixo valor correspondente ao intercepto coesivo de 0 kPa e 3 kPa. Já o cenário 2, por ser o mais conservador, com ângulo de atrito de 38° e intercepto coesivo de 14 kPa foi o que apresentou a menor porcentagem de ocorrência de áreas com IFS baixo e maior porcentagem de áreas com IFS alto.

FIGURA 103 – DISTRIBUIÇÃO DOS ÍNDICES DE FATOR DE SEGURANÇA NA BACIA NORTE



FONTE: O autor (2017).

FIGURA 104 – DISTRIBUIÇÃO DOS ÍNDICES DE FATOR DE SEGURANÇA NA BACIA SUL



FONTE: O autor (2017).

Os cenários 3, 4 e 5 apresentaram-se com uma aderência maior à realidade da área, tendo valores médios na distribuição. Porém, os cenários 4 e

5, correspondentes ao menor e ao maior valor de ângulo de atrito residual, são valores que, devido a seu caráter residual, não devem ser aplicados para a área toda.

Isto significa que, o cenário 3, definido por apresentar um ângulo de atrito de 32° e um intercepto coesivo de 7 kPa, foi o cenário que melhor se aderiu à realidade da região.

5.9 AVALIAÇÃO DOS PONTOS DE ESCORREGAMENTOS COM OS CENÁRIOS DE ÍNDICE DE FATOR DE SEGURANÇA

Uma vez definido o modelo com maior aderência à realidade da área de estudo e após serem realizados os mapas temáticos, foram tomados os pontos validados a partir dos pontos de escorregamentos e caracterizados quanto aos atributos topográficos e morfológicos (altitude, declividade, orientação da vertente, plano e perfil de curvatura), além de o índice de fator de segurança que estes apresentam, nos diferentes cenários modelados.

No intuito de conhecer o índice de umidade do solo (W) para a ocorrência destes movimentos de massa, realizou-se uma retroanálise onde foi calculado este índice nos locais, a partir dos dados obtidos na caracterização geológico-geotécnica da área (peso específico, ângulo de atrito interno, intercepto coesivo) e das variáveis morfológicas (declividade).

Para isto, foi dado valor “01” (um) ao Fator de Segurança, simulando que neste ponto as forças atuantes são iguais às forças resistivas e por tanto a encosta se encontra no equilíbrio limite, segundo a Equação 15, onde isolando a variável índice de umidade ou saturação W , se obtém a Equação 20:

$$FS = \frac{C_s + [(\gamma_{nat} - W * \gamma_a) * h * \cos\beta + \sigma_a * \cos\beta] * \tan\varphi}{(h * \gamma_{nat} + \sigma_a) * \sin\beta + \sigma_{ve}} \quad (15)$$

(20)

$$Se FS = 1 \Rightarrow$$

$$W = \frac{[(\gamma_{nat} * \tan\varphi) * h * \cos\beta + \sigma_a * \cos\beta * \tan\varphi] + C_s - \sigma_{ve} - (h * \gamma_{nat}) + (\sigma_a * \sin\beta)}{(\gamma_a * \tan\varphi * h * \cos\beta)}$$

Como resultados, foram obtidos diferentes índices de acordo aos diferentes cenários de ângulo de atrito (φ) e intercepto coesivo (C), previamente definidos.

Cabe salientar que os cálculos foram realizados de maneira analítica a partir da programação da equação em planilhas de cálculo do *software Excel*.

5.9.1 Ponto sequência 03.

Como já descrito anteriormente no item 5.5.1, este ponto se encontrou localizado na bacia sul, no km 675+200 m e, de acordo com a análise realizada pelo ponto de escorregamentos, teve uma precipitação acumulada diária de 177,2 mm/24h no dia do reporte do sinistro (02-04-2014) e um acúmulo de 413,6 mm em 27 dias (último dia seco). Este valor acumulado de precipitação foi associado ao instrumento P4, instalado no km 676+800 m, a menos de 1 km de distância.

As características deste ponto, associado às análises definidas a partir de ensaios de laboratório e atributos gerados nos mapas temáticos, apresentam-se nas Tabela 47 a 49.

TABELA 47 – CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E MORFOLÓGICAS DO PONTO SEQUÊNCIA 03 SEGUNDO RESULTADOS DO MODELO

Característica	Sequência 03
Tipo de solo associado / Amostra	Coluvionar / (AI-09)
Unidade geológica associada	Aluviões indiferenciados
Granulometria	Silte arenoso
Densidade real dos grãos	2,64 g/cm ³
Permeabilidade saturada	2,22 ^{E-04} cm/s
Altitude	181,3 m
Declividade (Graus)	16,3°
Plano de Curvatura	Convergente
Orientação da vertente	71,9° (Leste)

FONTE: O autor (2017).

TABELA 48 – ÍNDICE DE SATURAÇÃO NECESSÁRIO PARA FS=0, NO PONTO SEQUÊNCIA 03

Cenários	Índice de saturação W para FS=1
1 ($\varphi=26^\circ$; C=0 kPa)	0,67
2 ($\varphi=38^\circ$; C=14 kPa)	2,09
3 ($\varphi=32^\circ$; C=7 kPa)	1,53
4 ($\varphi=18^\circ$; C=11 kPa)	1,79
5 ($\varphi=26^\circ$; C=11 kPa)	1,85
6 ($\varphi=23^\circ$; C=3 kPa)	0,84

FONTE: O autor (2017).

TABELA 49 – VALOR DO ÍNDICE DE SEGURANÇA CALCULADO PARA CADA MODELO COM SATURAÇÃO (W) IGUAL A 1, NO PONTO SEQUÊNCIA 03

Cenários	Índice de fator de segurança (IFS)
1 ($\varphi=26^\circ$; C=0 kPa)	0,74
2 ($\varphi=38^\circ$; C=14 kPa)	2,35
3 ($\varphi=32^\circ$; C=7 kPa)	1,53
4 ($\varphi=18^\circ$; C=11 kPa)	1,41
5 ($\varphi=26^\circ$; C=11 kPa)	1,66
6 ($\varphi=23^\circ$; C=3 kPa)	0,90

FONTE: O autor (2017).

5.9.2 Ponto sequência 13.

Este ponto se encontrou localizado na bacia norte, no km 657+200 m e, de acordo com o inventário de escorregamentos, teve uma precipitação acumulada diária de 2,8 mm/24h no dia do reporte do sinistro (25-11-2015) e um acúmulo de 101,4 mm em 15 dias (último dia seco). Este valor acumulado de precipitação foi associado ao instrumento P1, instalado no km 660+570 m, aproximadamente a 3,3 km de distância.

Assim como realizado no ponto anterior, as características deste local quanto à descrição das diversas características, apresentam-se nas Tabela 50 a Tabela 52.

TABELA 50 – CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E MORFOLÓGICAS DO PONTO SEQUÊNCIA 13 SEGUNDO RESULTADOS DO MODELO

Característica	Sequência 13
Tipo de solo associado / Amostra	Residual Migmatito / (AI-01)
Unidade geológica associada	Migmatitos estromáticos
Granulometria	Silte arenoso
Densidade real dos grãos	2,77 g/cm ³
Permeabilidade saturada	9,45 ^{E-05m} cm/s
Altitude	851,3 m
Declividade (Graus)	19,8°
Plano de Curvatura	Divergente
Orientação da vertente	248,2° (Oeste)

FONTE: O autor (2017).

TABELA 51 – ÍNDICE DE SATURAÇÃO NECESSÁRIO PARA FS=0, NO PONTO SEQUÊNCIA 13

Cenários	Índice de saturação W para FS=1
1 ($\phi=26^\circ$; C=0 kPa)	0,40
2 ($\phi=38^\circ$; C=14 kPa)	1,93
3 ($\phi=32^\circ$; C=7 kPa)	1,33
4 ($\phi=18^\circ$; C=11 kPa)	1,42
5 ($\phi=26^\circ$; C=11 kPa)	1,60
6 ($\phi=23^\circ$; C=3 kPa)	0,54

FONTE: O autor (2017).

TABELA 52 – VALOR DO ÍNDICE DE SEGURANÇA CALCULADO PARA CADA MODELO COM SATURAÇÃO IGUAL A 1, NO PONTO SEQUENCIA ID 13

Cenários	Índice de fator de segurança (IFS)
1 ($\phi=26^\circ$; $C=0$ kPa)	0,61
2 ($\phi=38^\circ$; $C=14$ kPa)	1,97
3 ($\phi=32^\circ$; $C=7$ kPa)	1,28
4 ($\phi=18^\circ$; $C=11$ kPa)	1,18
5 ($\phi=26^\circ$; $C=11$ kPa)	1,39
6 ($\phi=23^\circ$; $C=3$ kPa)	0,74

FONTE: O autor (2017)

A partir desta caracterização observou-se que, os pontos advindos dos dados de escorregamentos validados a partir dos critérios antes mencionados, foram do tipo translacional, com uma espessura de pouca profundidade, não superando os dois (02) metros.

O escorregamento do ponto sequência 03 localizou-se na zona descrita no mapa geológico como de presença de aluviões indiferenciados o que se apresenta como coerente na descrição e caracterização do material.

O escorregamento do ponto sequência 13 foi encontrado sobre o que se apresenta descrito no mapa geológico como migmatitos estromáticos do Complexo Gnaissico-Migmatítico, em coerência com a descrição realizada e o resultado da caracterização.

Ambos os movimentos de massa aqui descritos, podem ser associados a escorregamentos ou rupturas por alívio de tensão em taludes de corte próximos da rodovia.

5.10 AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE DAS ENCOSTAS PERTENCENTES À FAIXA DE DOMÍNIO DA BR-376/PR, VISANDO A QUANTIFICAÇÃO DE ÁREAS CRÍTICAS

Como parte da aplicação do método de equilíbrio limite para obtenção de mapas de índices de fator de segurança (IFS) a partir dos cenários modelados com base nos parâmetros de resistência obtidos por meio dos ensaios de laboratório, foi realizada a análise das classes de índices de segurança na faixa de domínio da rodovia BR-376/PR para cada uma das bacias e em cada um dos cenários, de modo a quantificar o percentual de área nos diferentes intervalos de estabilidade.

A faixa de domínio em operações rodoviárias se entende como a área física de utilidade pública, de dimensões variáveis, delimitada por lei específica, sobre a qual se assenta uma rodovia e que inclui não só a pista de rolamento, mas também todos os itens que a compõem, tais como interseções, sinalização, acostamento e a área de segurança. A largura é aquela considerada necessária a sua construção, operação manutenção, ampliação e condições de segurança, e é normalmente delimitada por cercas que separam a rodovia dos terrenos que a margeiam.

Na base topográfica utilizada, correspondente à BR-376/PR, a faixa de domínio tem em torno de 300 m de largura medidos transversalmente ao eixo central da pista, tanto nas pistas simples (de um solo sentido) como nas pistas duplas.

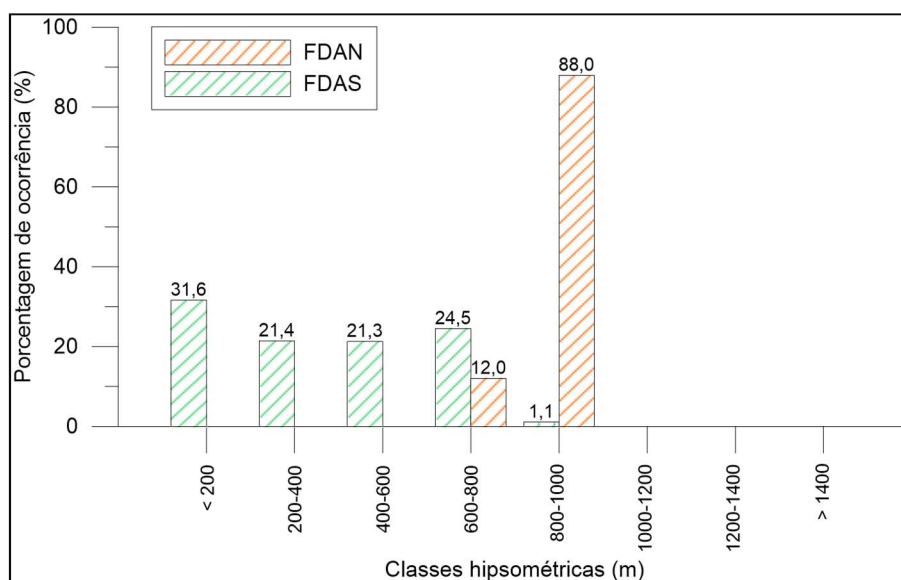
Para esta análise foi utilizado o *clip* ou recorte da base de dados em relação à faixa de domínio da rodovia BR-376/PR e elaborados, a partir destes, novos arquivos dos diferentes atributos topográficos como classes hipsométricas, declividades, plano de curvatura e orientação das vertentes, além de gerar a distribuição dos índices de fator de segurança para cada cenário.

Em seguida, se descrevem as principais características da faixa de domínio em cada uma das bacias.

Na bacia norte, a faixa de domínio (FDAN) corresponde a 7,1 km² de área, na qual se apresentam dois intervalos de elevações, sendo o mínimo de 757,2 m

e o máximo de 931,3 m, com distribuição das classes hipsométricas em 12% para a classe entre 757,2 m e 800,0 m e 88% para a classe entre 800,0 m e 931,3 m. Já na área sul, com uma área de 6,5 km² aproximadamente, na faixa de domínio (FDAS) pode ser percebida uma maior quantidade de classes hipsométricas com ocorrências maiores até os 200 m, uma distribuição semelhante nas classes até 800 m e acabando com poucas ocorrências na classe acima dos 800 m (Figura 105)

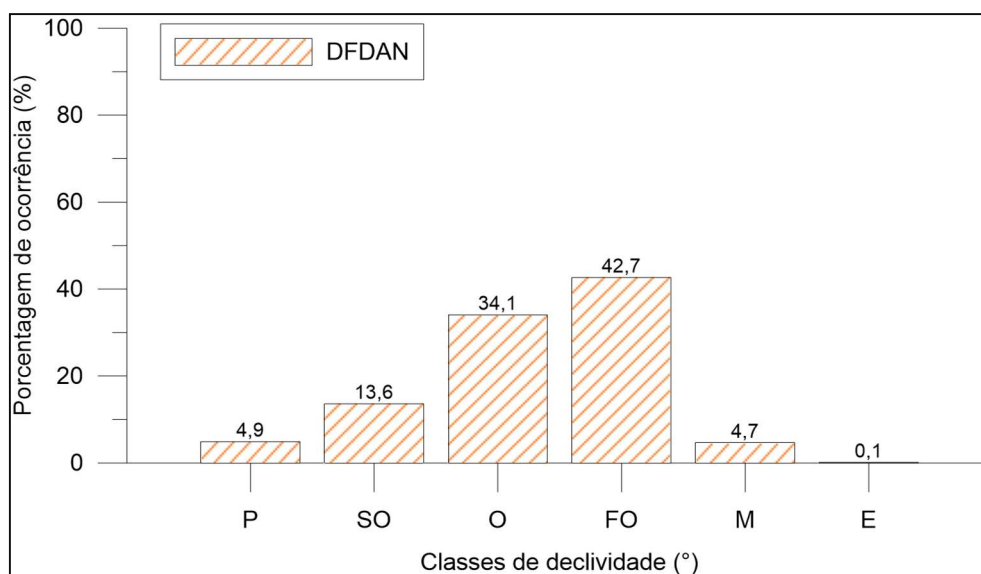
FIGURA 105 – DISTRIBUIÇÃO DAS CLASSES HIPDOMÉTRICAS PARA AS FAIXAS DE DOMÍNIO DA ÁREA NORTE (FDAN) E A FAIXA DE DOMÍNIO DA ÁREA SUL (FDAS)



FONTE: O autor (2017).

Quanto à declividade, a distribuição das classes na faixa de domínio apresentou o relevo forte ondulado (FO) como o de maior ocorrência com 42,7%, seguido do relevo ondulado (O) com 34,1% e logo o suave ondulado (SO) com 13,6%, como se observa na Figura 106.

FIGURA 106 – DISTRIBUIÇÃO DAS CLASSES DE DECLIVIDADE DA FAIXA DE DOMÍNIO DA ÁREA NORTE (DFDAN)

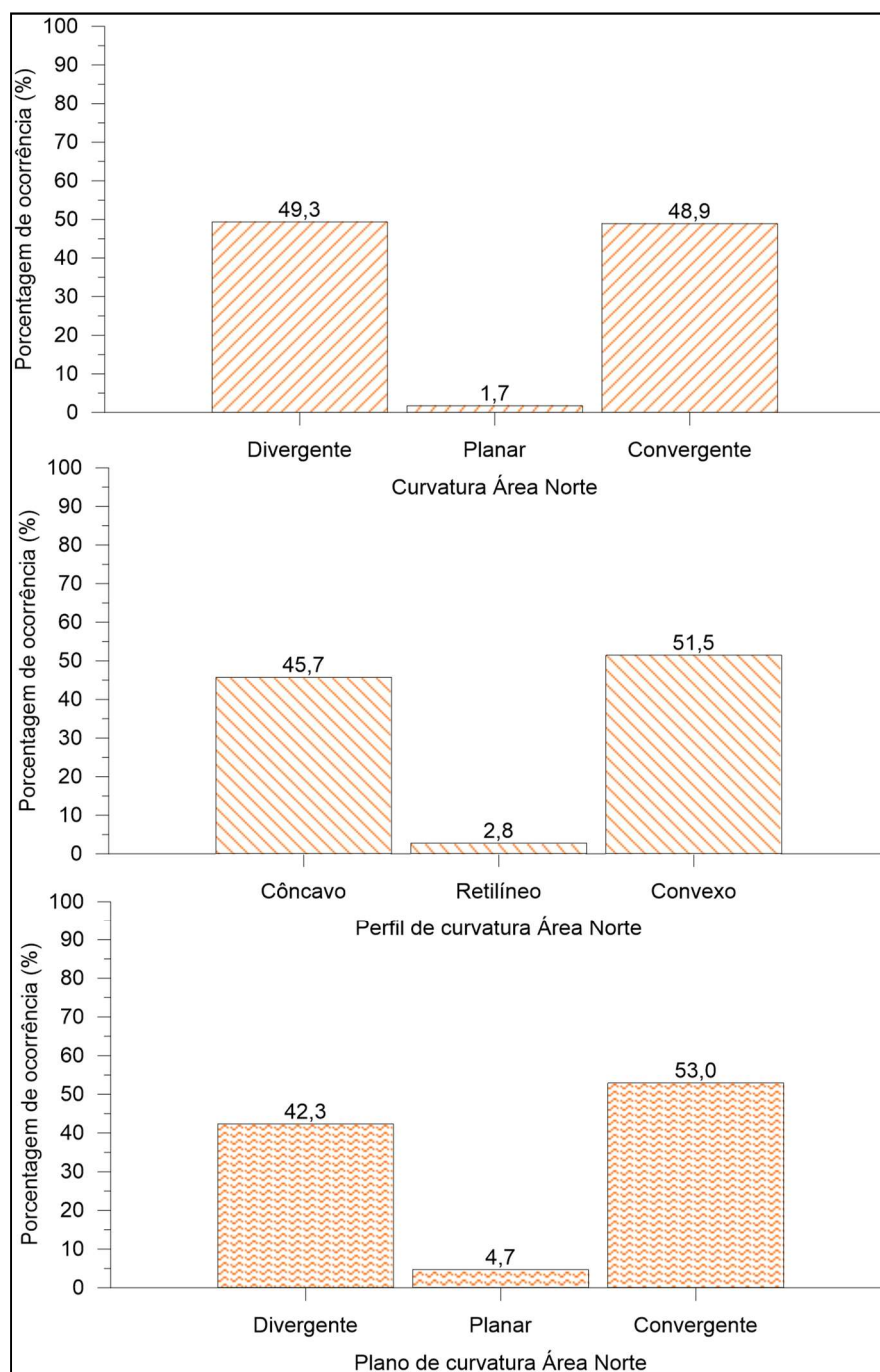


FONTE: O autor (2017).

Em relação à curvatura total, perfil de curvatura e plano de curvatura, tem-se que esta área apresenta uma curvatura total divergente com 49,3%, perfis convexos que abrangem 51,5% e planos de curvatura convergentes com 53% da área total. Esta distribuição pode ser observada na Figura 107.

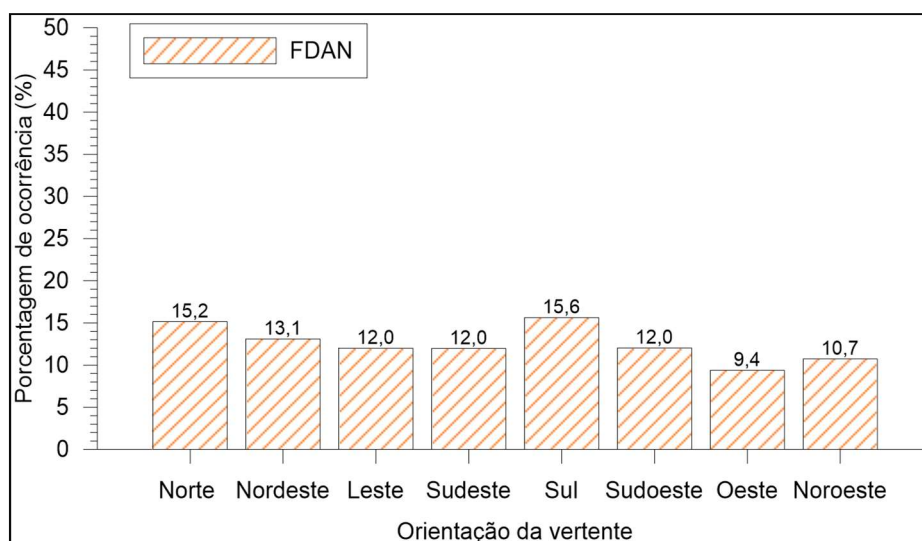
A orientação das vertentes apresentou que, encostas com orientação sul foram as que tiveram maior ocorrência, com 15,6%, seguido das vertentes com orientação norte com 15,2% (Figura 108).

FIGURA 107 – DISTRIBUIÇÃO O ATRIBUTO CURVATURA, PERFIL DE CURVATURA E PLANO DE CURVATURA PARA A FAIXA DE DOMÍNIO DA BACIA NORTE



FONTE: O autor (2017).

FIGURA 108 – DISTRIBUIÇÃO DAS CLASSES DE ORIENTAÇÃO DE VERTENTE PARA A FAIXA DE DOMÍNIO DA ÁREA NORTE (FDAN)



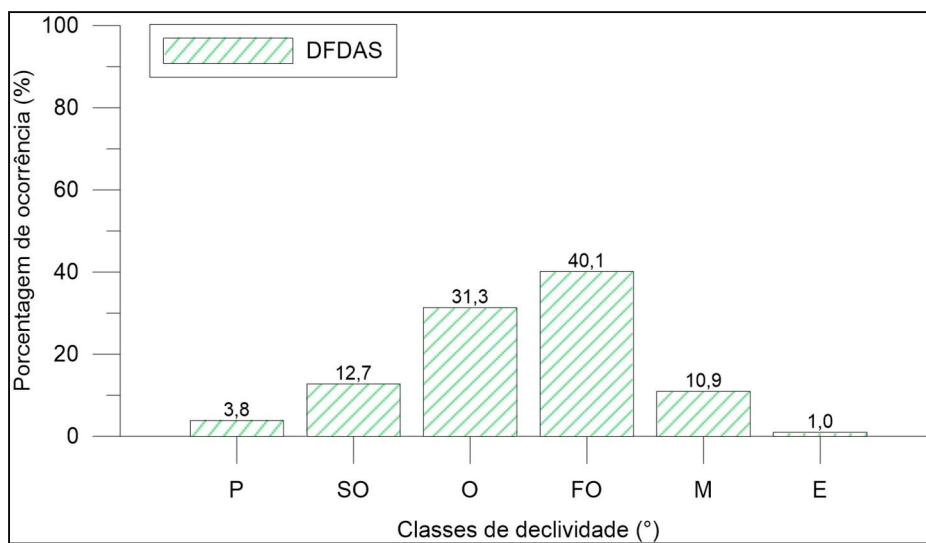
FONTE: O autor (2017).

Quanto ao atributo declividade, a área sul apresentou uma distribuição similar à área norte, com o relevo forte ondulado (FO) como a classe com maiores ocorrências, seguido do relevo ondulado (O) e logo do suave ondulado (SO) (Figura 109).

Quanto à orientação das vertentes, a área apresentou uma ocorrência significativa de 29,5% para orientação do Leste, seguido de faces sentido nordeste com 18,2% e no sentido sudoeste com 16,1% (Figura 110).

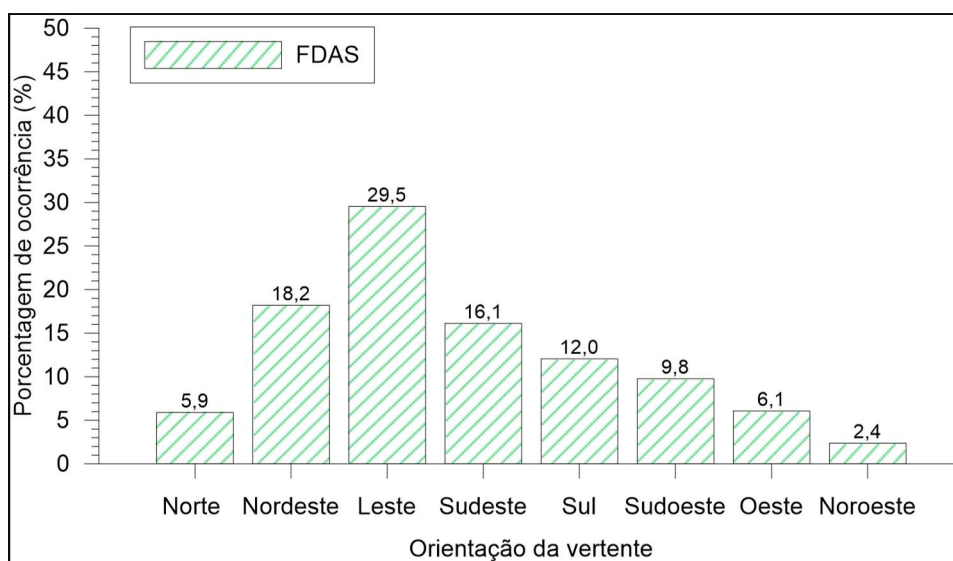
Nos atributos referentes à curvatura, pode ser observado que a área apresentou curvatura total convergente (51,3%), com perfis de curvatura convexos (49,4%) e planos de curvatura convergentes (53,4%) (Figura 111).

FIGURA 109 – DISTRIBUIÇÃO DAS CLASSES DE DECLIVIDADE DA FAIXA DE DOMÍNIO DA ÁREA SUL (DFDAS)



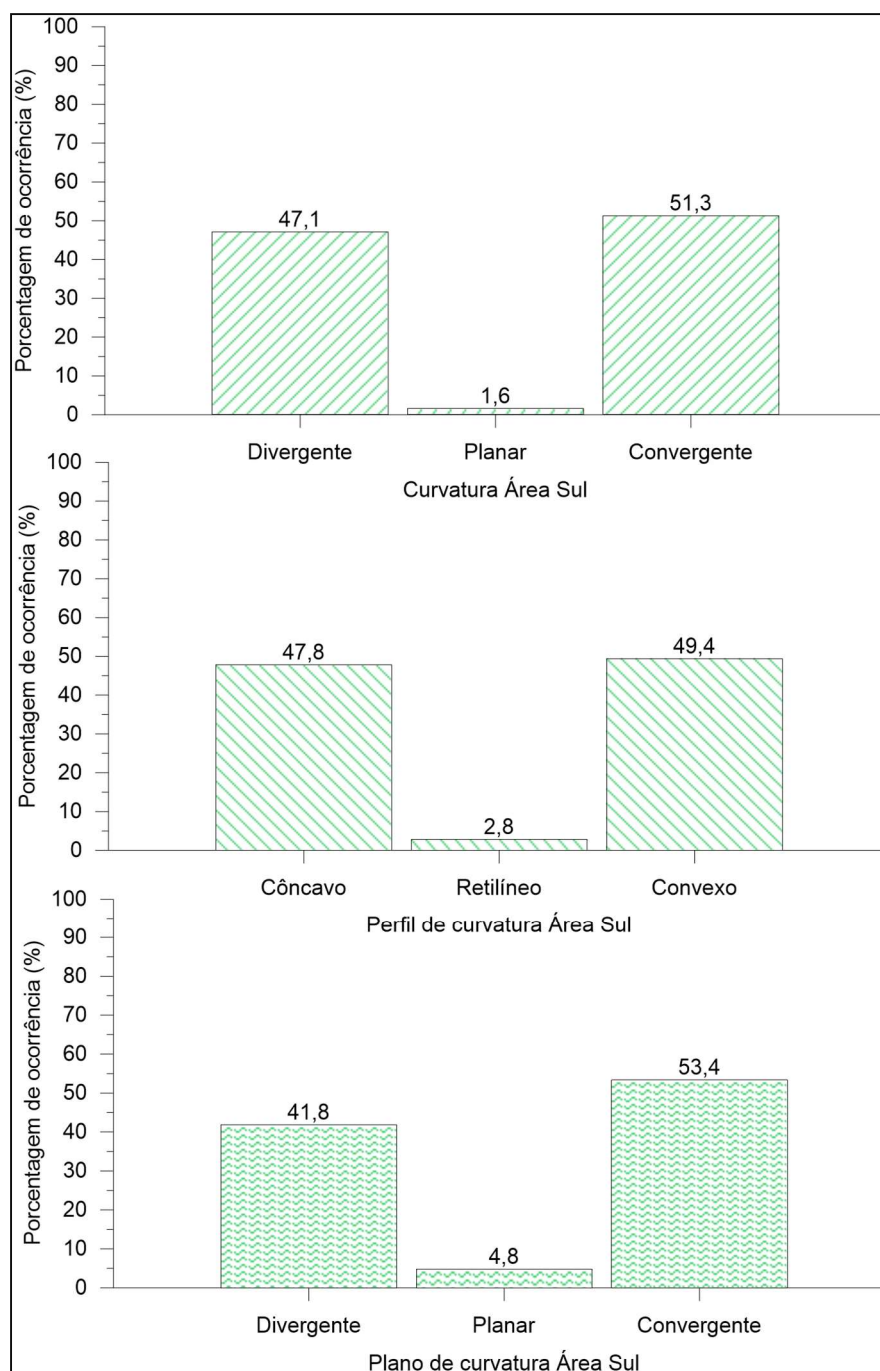
FONTE: O autor (2017).

FIGURA 110 – DISTRIBUIÇÃO DAS CLASSES DE ORIENTAÇÃO DE VERTENTE PARA A FAIXA DE DOMÍNIO DA ÁREA SUL (FDAS)



FONTE: O autor (2017).

FIGURA 111 – DISTRIBUIÇÃO O ATRIBUTO CURVATURA, PERFIL DE CURVATURA E PLANO DE CURVATURA PARA A FAIXA DE DOMÍNIO DA BACIA SUL

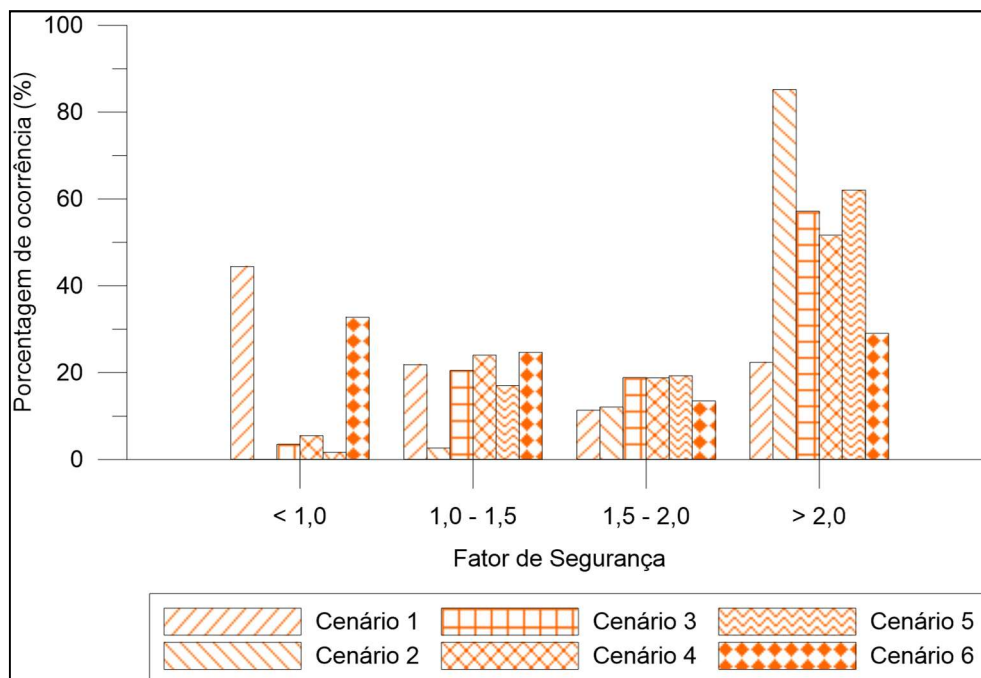


FONTE: O autor (2017).

Em relação aos cenários modelados, a faixa de domínio correspondente à área norte experimentou a seguinte distribuição de valores de índice de fator de segurança (IFS), como se apresenta na Figura 112, sendo os cenários críticos

para esta abordagem os numerados 1 e 6, e o cenário 2, considerado como otimista.

FIGURA 112 – DISTRIBUIÇÃO DE ÍNDICES DE FATOR DE SEGURANÇA (IFS) PARA A FAIXA DE DOMÍNIO DA ÁREA NORTE EM RELAÇÃO AOS CENÁRIOS GERADOS

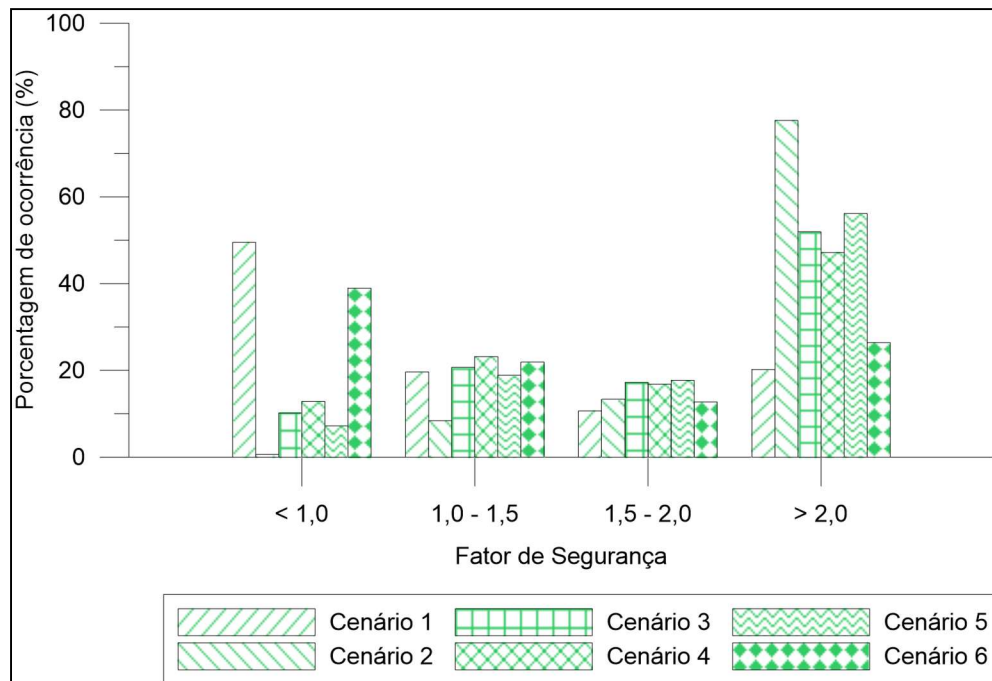


FONTE: O autor (2017).

Cabe salientar que, as simulações realizadas com valores de intercepto coesivo próximos a zero, combinado ao tipo de relevo presente na área norte donde predomina a variação de declividade, geraram resultados de áreas com IFS baixos quando comparados aos cenários com valores de intercepto coesivo maior.

Da mesma maneira foram representados os valores correspondentes à área sul, onde pode ser observada a distribuição dos índices de fator de segurança (IFS) resultado da avaliação de cada cenário (Figura 113). Nesta figura pode ser observado que, a ocorrência de áreas com IFS médios na faixa de domínio se mantém, podendo ser atribuído esta característica ao tipo de relevo predominante. Cabe salientar que esta bacia apresenta ao longo do seu trajeto um desnível de aproximadamente 761 m entre o ponto mais alto ou máximo e a elevação mínima.

FIGURA 113 – DISTRIBUIÇÃO DE ÍNDICES DE FATOR DE SEGURANÇA PARA A FAIXA DE DOMÍNIO DA ÁREA SUL EM RELAÇÃO AOS CENÁRIOS GERADOS



FONTE: O autor (2017).

Pode ser destacado que, os cenários apresentados foram realizados com uma relação de índice de umidade (U) igual a um (01) ou nível de máxima umidade.

5.11 AVALIAÇÃO DO ÍNDICE DE FATOR DE SEGURANÇA (IFS) REALIZADO COM OS MDE'S DE 90 M, 30 M E 10 M DE RESOLUÇÃO

A continuação são apresentados os resultados obtidos nas simulações de modelos digitais de elevação feitos com resolução de 90 m e 30 m e a comparação com o modelo escolhido de 10 m de resolução.

Foi escolhido o cenário 3 correspondente ao ângulo de atrito de 32° e intercepto coesivo de 7 kPa para realizar esta análise devido a ser o cenário com concordância de ocorrência.

Na Figura 114, correspondente à distribuição de índices de fator de segurança realizado com a declividade obtida a partir do MDE de 90 m, pode ser observada a ocorrência de uma grande área onde a classe dominante é a classe de áreas muito estáveis.

Esta distribuição pode ser observada na Tabela 53, onde são expressas as quantidades de área em porcentagem de ocorrência por classe.

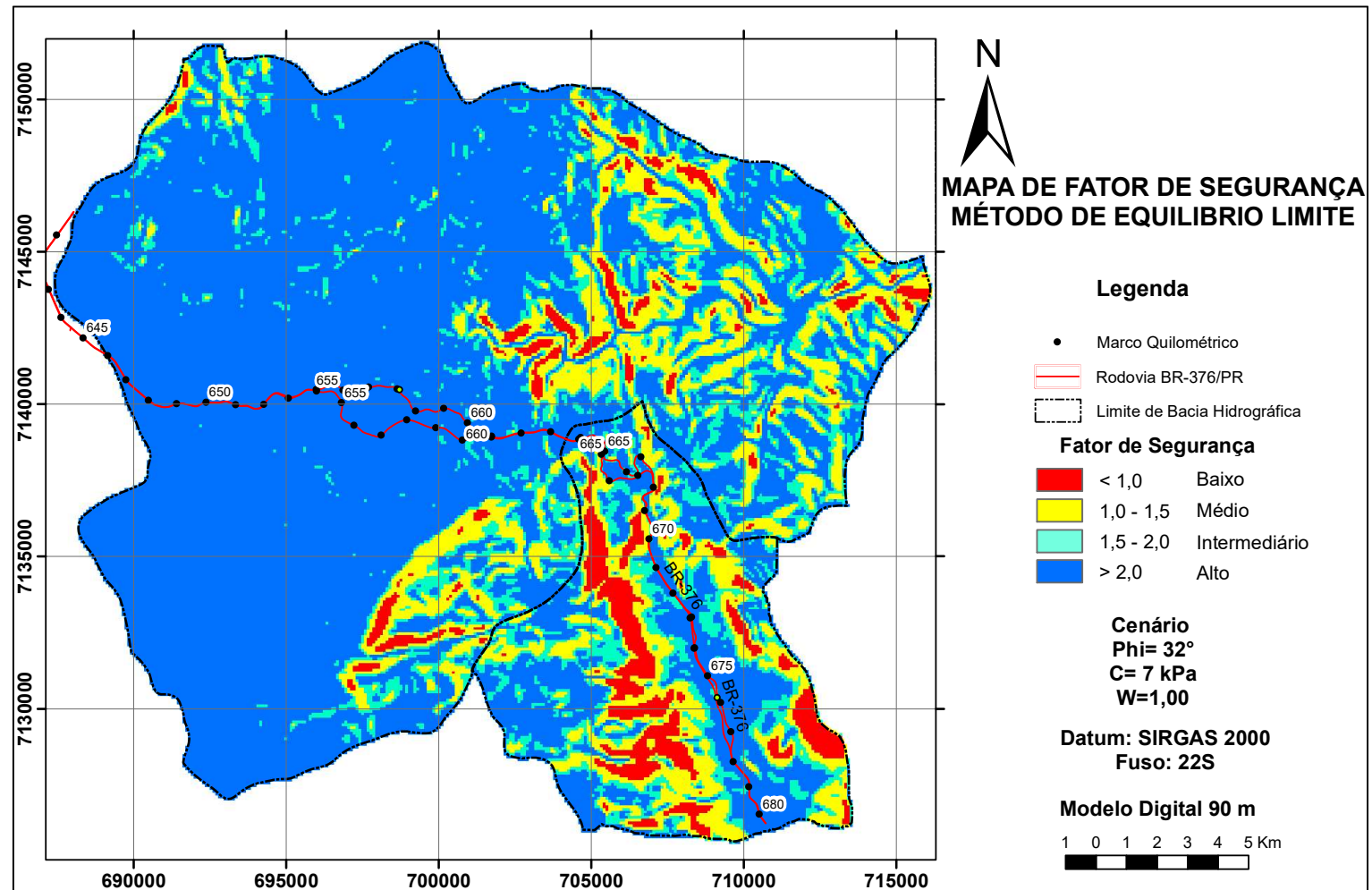
TABELA 53 – DISTRIBUIÇÃO DE ÍNDICES DE FATOR DE SEGURANÇA COM BASE NA RESOLUÇÃO DE 90 M

		Área Norte	Área Sul
		(%)	(%)
< 1,0	Baixo	4,5	13,8
1,0 – 1,5	Médio	19,4	24,2
1,5 – 2,0	Intermediário	19,9	20,5
> 2,0	Alto	56,2	41,4

FONTE: O autor (2017).

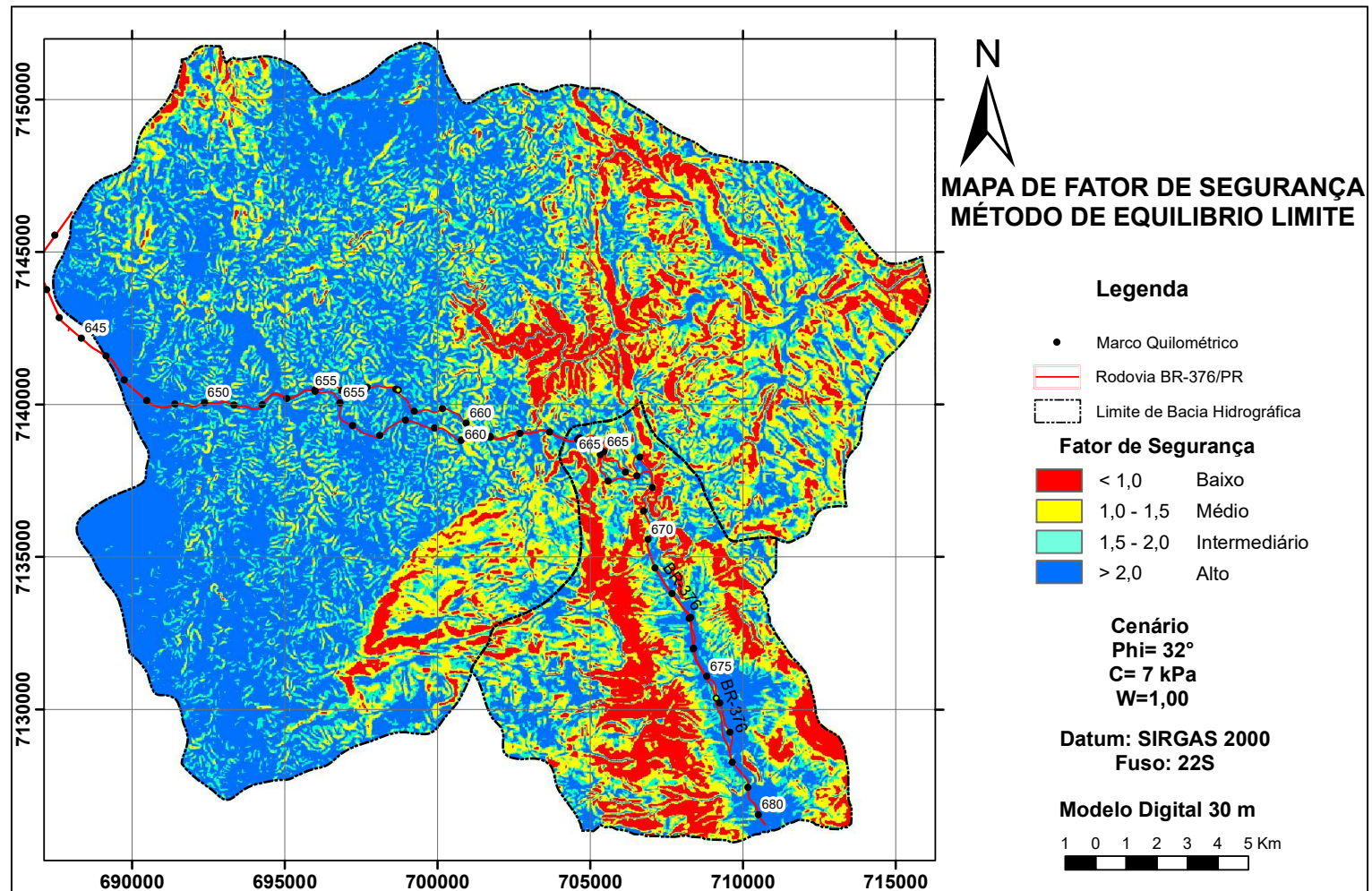
Da mesma maneira, foi realizado o mapa de distribuição de índices de fator de segurança (IFS) com base na declividade obtida a partir do MDE com resolução de 30 m, o qual é apresentado na Figura 115 e o mapa de distribuição de índices de seguranças com a resolução de 10 m (Figura 116), a qual foi adotada para realizar as análises deste trabalho.

FIGURA 114 – DISTRIBUIÇÃO DO ÍNDICE DE FATOR DE SEGURANÇA COM BASE NA RESOLUÇÃO DE DECLIVIDADE DE 90 M



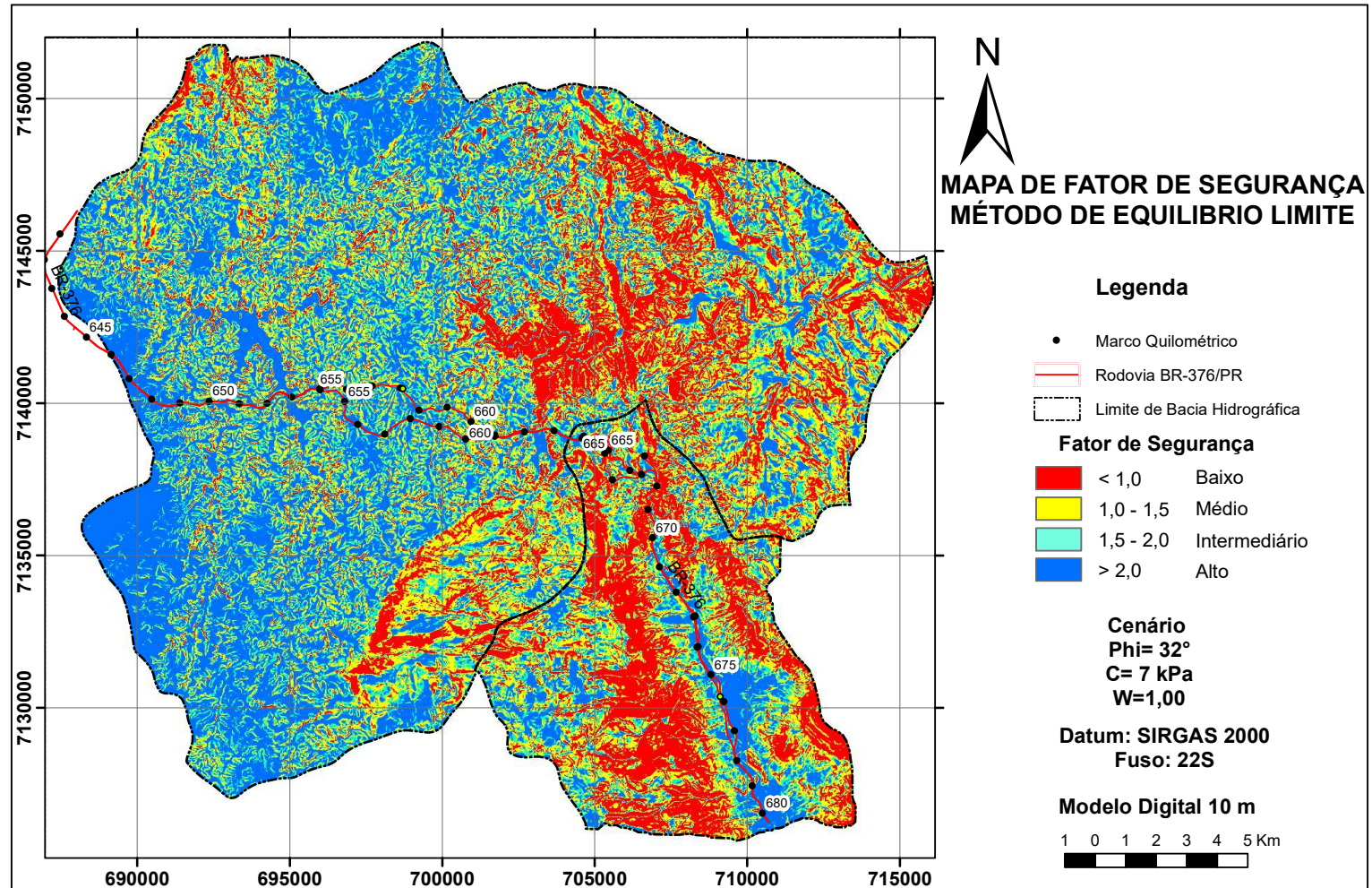
FONTE: O autor (2017).

FIGURA 115 – DISTRIBUIÇÃO DO ÍNDICE DE FATOR DE SEGURANÇA COM BASE NA RESOLUÇÃO DE DECLIVIDADE DE 30 M



FONTE: O autor (2017).

FIGURA 116 – DISTRIBUIÇÃO DO ÍNDICE DE FATOR DE SEGURANÇA COM BASE NA RESOLUÇÃO DE DECLIVIDADE DE 10 M



FONTE: O autor (2017).

Na Tabela 54 e Tabela 55 se apresentam as distribuições dos índices de fator de segurança para a resolução de 30 m e a resolução de 10 m respectivamente.

TABELA 54 – DISTRIBUIÇÃO DE ÍNDICES DE FATOR DE SEGURANÇA COM BASE NA RESOLUÇÃO DE 30 M

		Área Norte	Área Sul
		(%)	(%)
< 1,0	Baixo	8,2	27,1
1,0 – 1,5	Médio	21,6	29,6
1,5 – 2,0	Intermediário	19,9	17,9
> 2,0	Alto	50,3	25,4

FONTE: O autor (2017).

TABELA 55 – DISTRIBUIÇÃO DE ÍNDICES DE FATOR DE SEGURANÇA COM BASE NA RESOLUÇÃO DE 10 M

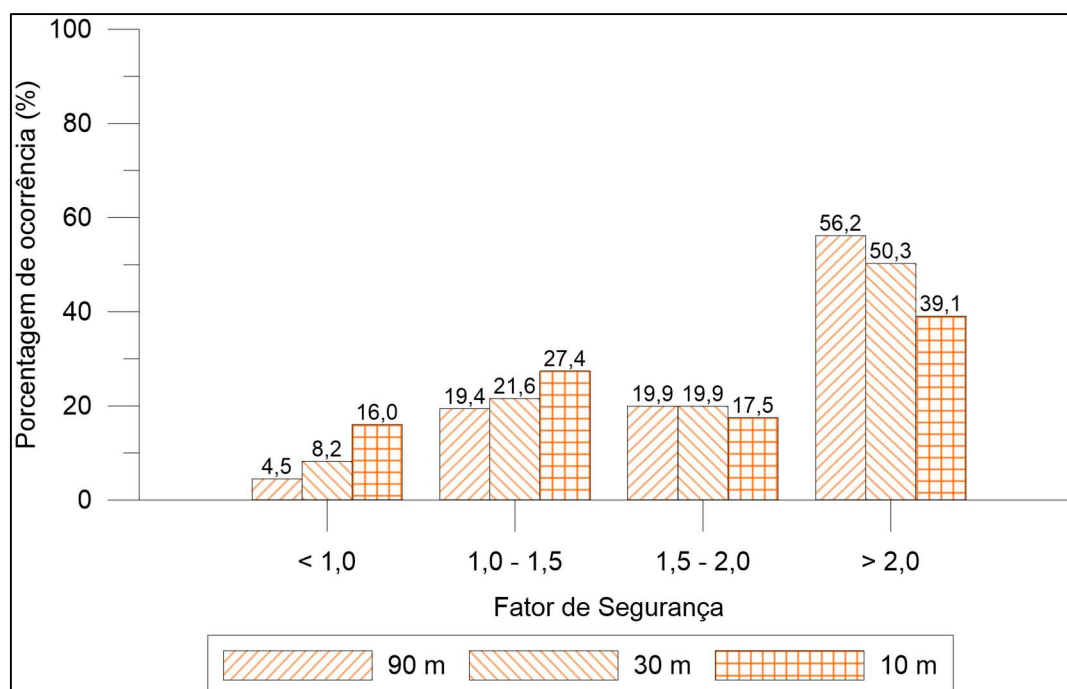
		Área Norte	Área Sul
		(%)	(%)
< 1,0	Baixo	16,0	36,6
1,0 – 1,5	Médio	27,4	28,2
1,5 – 2,0	Intermediário	17,5	14,5
> 2,0	Alto	39,1	20,7

FONTE: O autor (2017).

Com base nestes resultados foi realizada a comparação a partir de gráficos de barra, onde pode ser observada a variação dos valores entre os modelos.

Na Figura 117, apresenta-se a variação da distribuição do índice de fator de segurança da área norte, onde pode ser descrito que as áreas definidas como de baixo IFS apresentaram variação de acréscimo de 11,5% de ocorrência com relação às resoluções de 90 m e 10 m, assim como as áreas definidas como alto IFS tiveram uma variação decrescente de 17,1% entre as mesmas resoluções. No entanto, as áreas de índice de segurança médio (1,0 – 1,5) tiveram uma variação crescente de 8% em relação às resoluções de 90 m e 10 m e as áreas de índice intermediário teve um decréscimo de 2,4%.

FIGURA 117 – VARIAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DO ÍNDICE DE FATOR DE SEGURANÇA EM RELAÇÃO À RESOLUÇÃO DO MODELO (ÁREA NORTE)

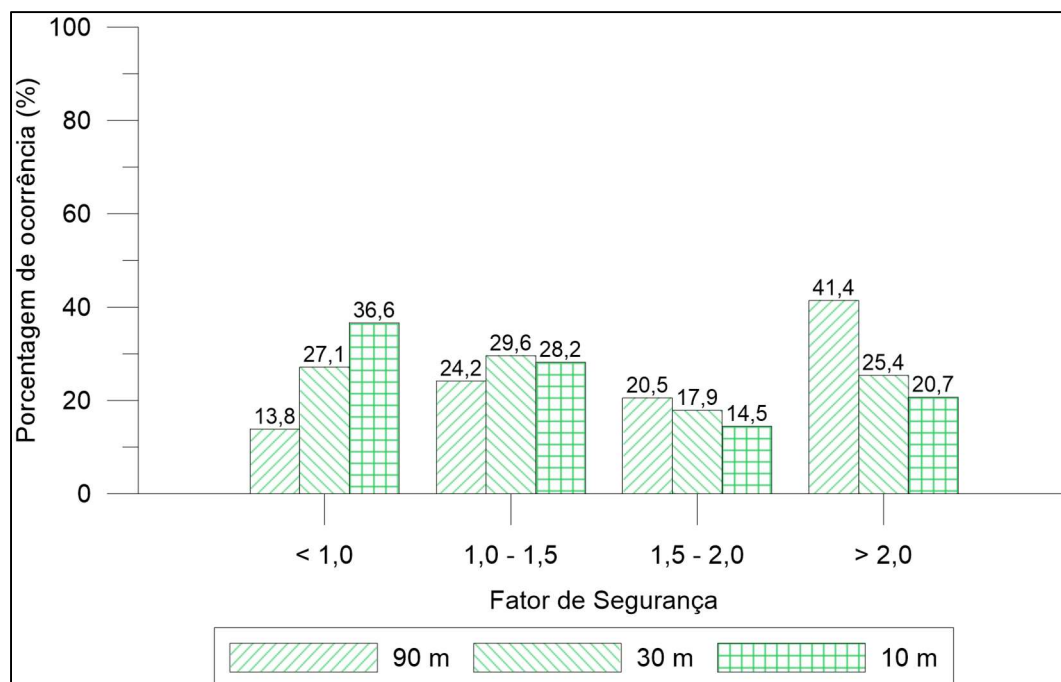


FONTE: O autor (2017).

Na área sul, as variações entre as porcentagens de ocorrência tiveram maior diferença entre os valores obtidos (Figura 118). Para as áreas de IFS baixo teve-se um acréscimo significativo de 22,8% entre a resolução de 90 m e a de 30 m, seguido da variação observada nas áreas de índice de fator de segurança alto, nas quais se obteve um decréscimo de 20,7% entre estas resoluções, seguido da variação de áreas de IFS médio com decréscimo de 6% e um acréscimo de 4% para as áreas de IFS intermediário.

Cabe salientar que, na área sul foi onde se observou maior variação porcentual na ocorrência das classes de distribuição. Isto é atribuído à suavização que sofre o atributo de declividade por causa da generalização e omissão dos detalhes topográficos devido à resolução do modelo.

FIGURA 118 – VARIAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DO ÍNDICE DE FATOR DE SEGURANÇA EM RELAÇÃO À RESOLUÇÃO DO MODELO (ÁREA SUL)



FONTE: O autor (2017).

5.12 AVALIAÇÃO DO ÍNDICE DE FATOR DE SEGURANÇA COM VARIAÇÃO DO ÍNDICE DE UMIDADE

De maneira a dar resposta a uma das premissas realizadas na hipótese realizada, foram realizados mapas de distribuição de índices de fator de segurança com relação à variação do índice de umidade da espessura de solo definido como suscetível a movimentos de massa.

As simulações foram realizadas em cinco estágios de saturação ($W=0\%$, 25% , 50% , 75% e 100%), de modo a representar as mudanças que são geradas pelo aumento ou diminuição da relação do índice de umidade devido à saturação do solo por causa da infiltração das precipitações.

Os mapas representativos deste item foram gerados com os parâmetros de resistência mecânica utilizados no cenário 3 (32° de ângulo de atrito e 7 kPa de intercepto coesivo), com resolução de 10 m .

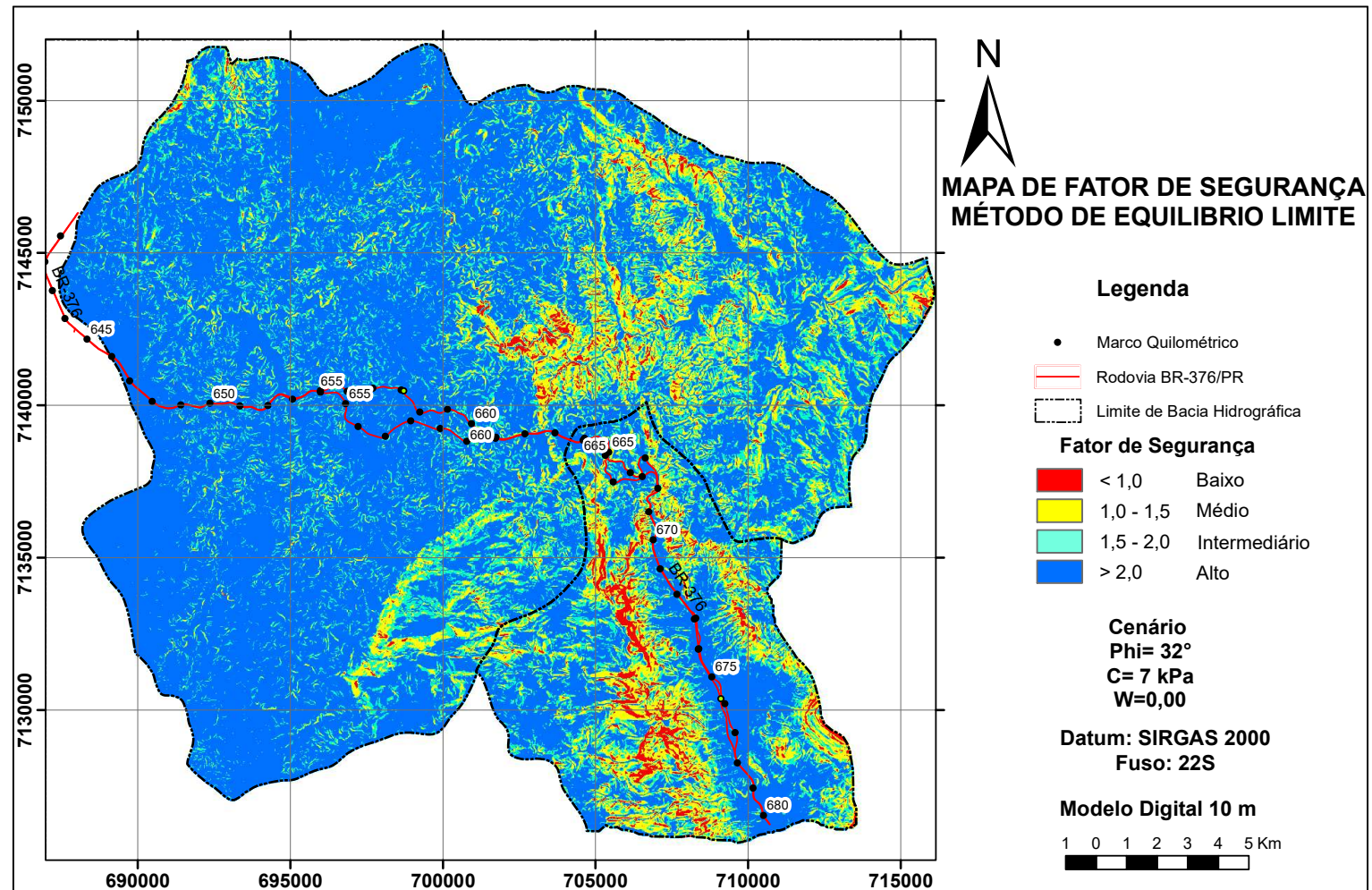
Na Figura 119 a Figura 123 se apresentam os mapas de distribuição de índice de fator de segurança, com a variação do índice de umidade.

Uma vez realizados os mapas e discretizados os resultados, foram feitas as análises a partir da elaboração de gráficos de barras para avaliar as variações dos índices de fator de segurança com relação ao índice de umidade da espessura de solo.

Cabe salientar que, à medida que o índice de umidade do solo aumenta, aumentam as áreas com IFS baixo e, por consequência, diminuem as áreas de IFS alto. Os gráficos das análises numéricas estão representados através da Figura 124 para a área norte e da Figura 125 para a área sul.

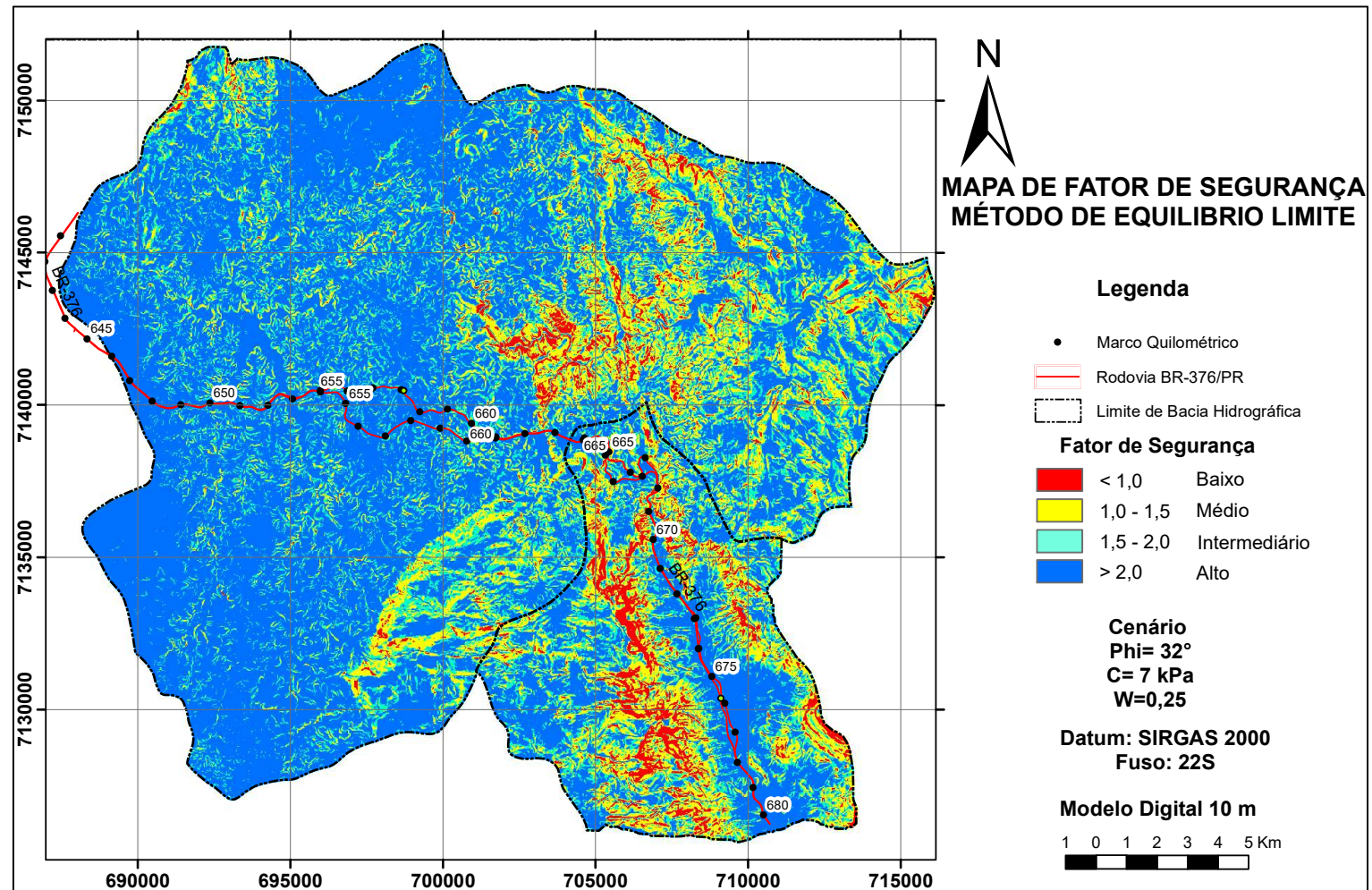
Na área norte se observa um aumento das áreas com IFS médio de maior significância à medida que o índice de saturação aumenta. Neste caso, a variação do índice de umidade nesta classe ($1,0 - 1,5$) foi de 17% , muito maior que para a classe com IFS baixo que variou somente $14,9\%$. Isto teve grande impacto na classe de áreas com IFS alto, a qual teve um decréscimo de $32,3\%$.

FIGURA 119 – DISTRIBUIÇÃO DO ÍNDICE DE FATOR DE SEGURANÇA EM RELAÇÃO AO ÍNDICE DE UMIDADE (0%)



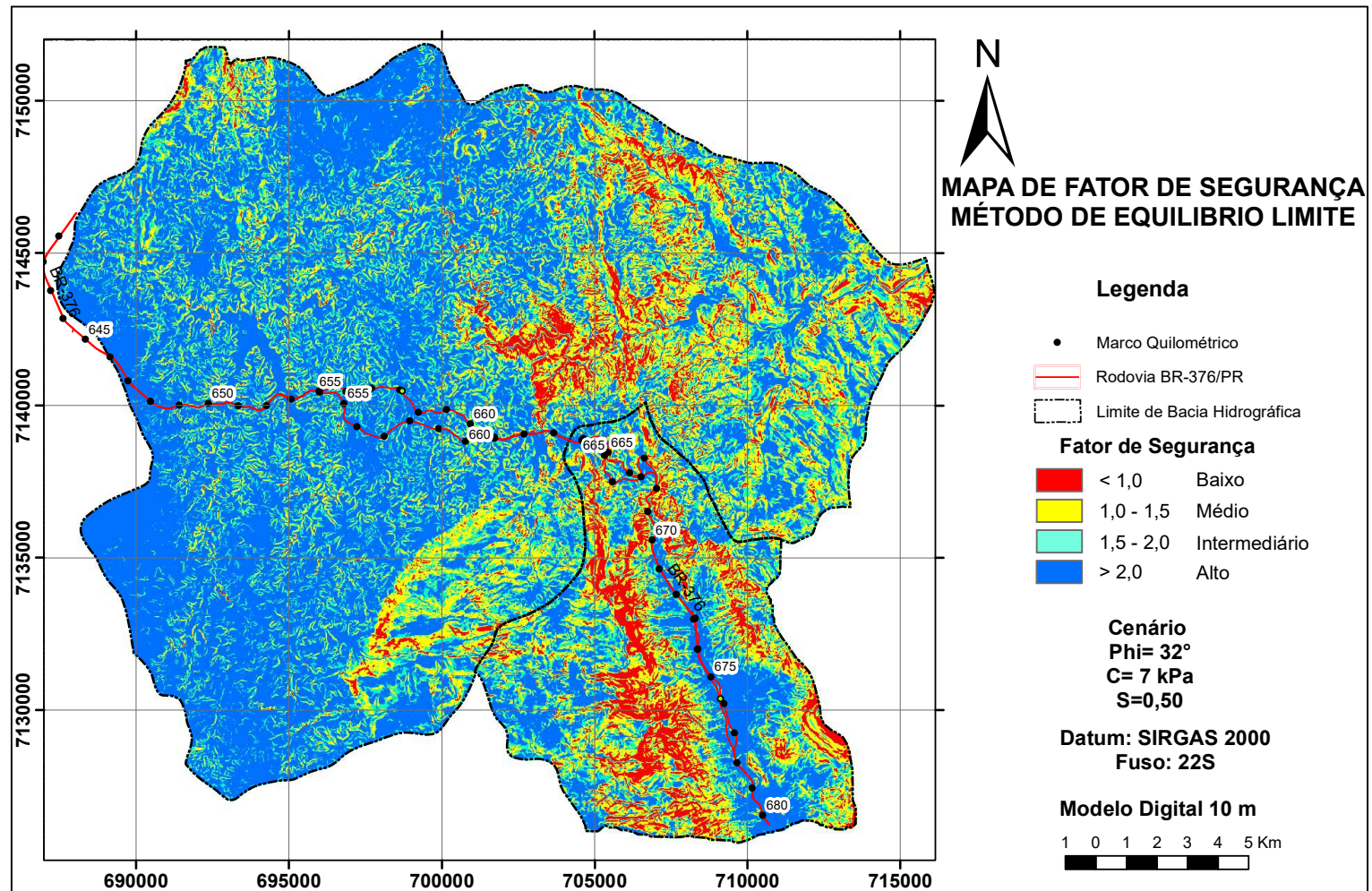
FONTE: O autor (2017).

FIGURA 120 – DISTRIBUIÇÃO DO ÍNDICE DE FATOR DE SEGURANÇA EM RELAÇÃO AO ÍNDICE DE UMIDADE (25%)



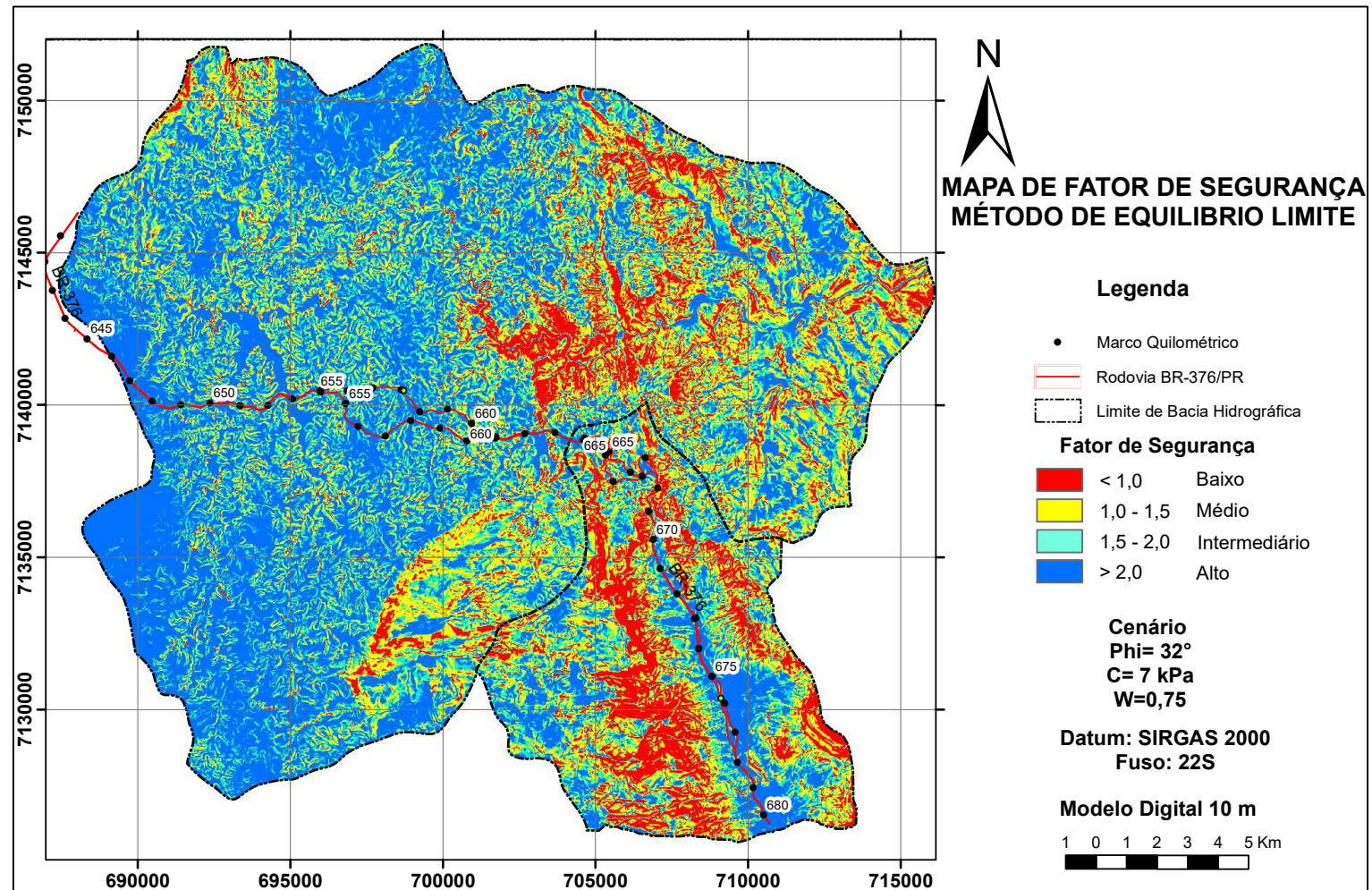
FONTE: O autor (2017).

FIGURA 121 – DISTRIBUIÇÃO DO ÍNDICE DE FATOR DE SEGURANÇA EM RELAÇÃO AO ÍNDICE DE UMIDADE (50%)



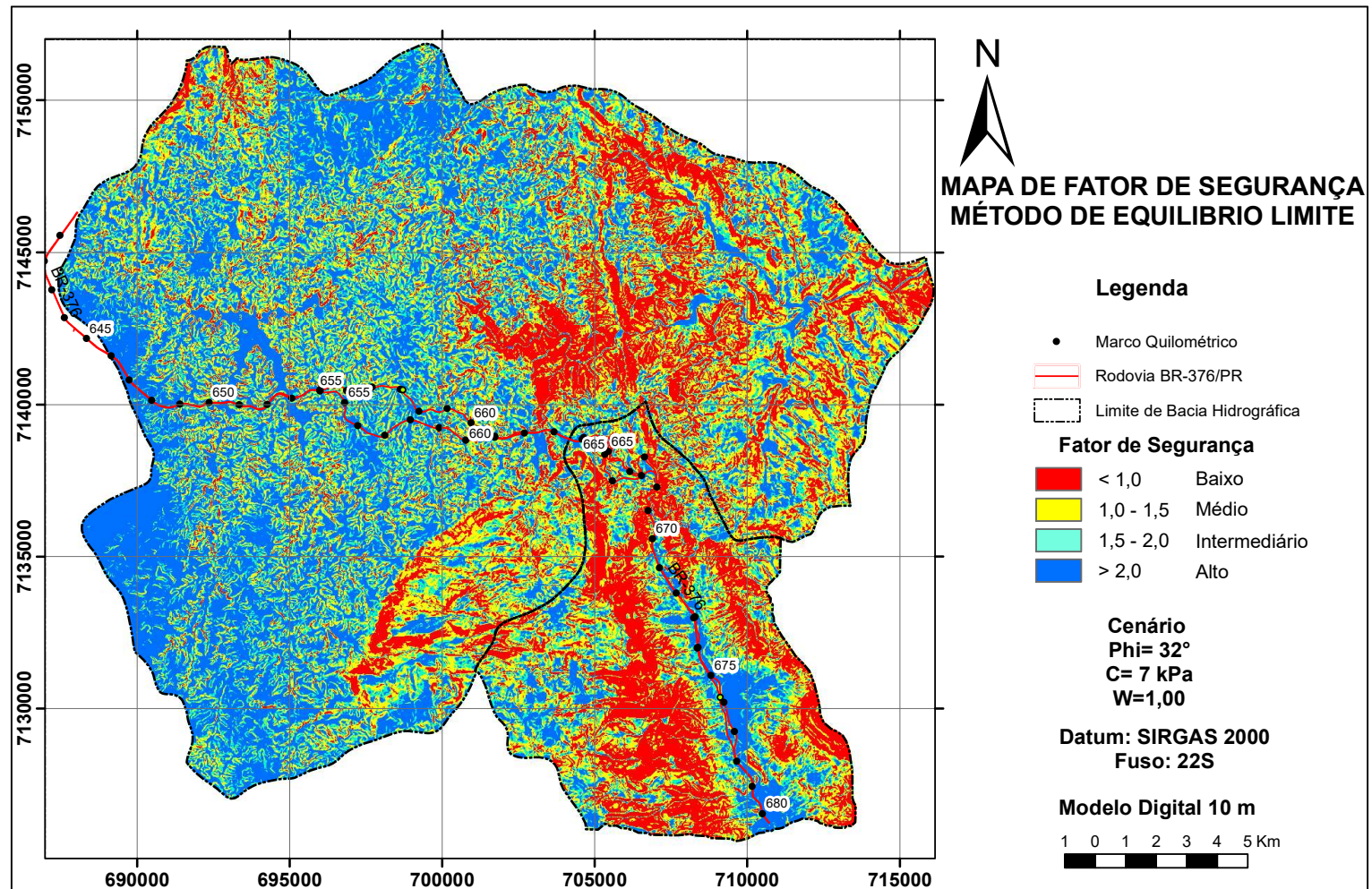
FONTE: O autor (2017).

FIGURA 122 – DISTRIBUIÇÃO DO ÍNDICE DE FATOR DE SEGURANÇA EM RELAÇÃO AO ÍNDICE DE UMIDADE (75%)



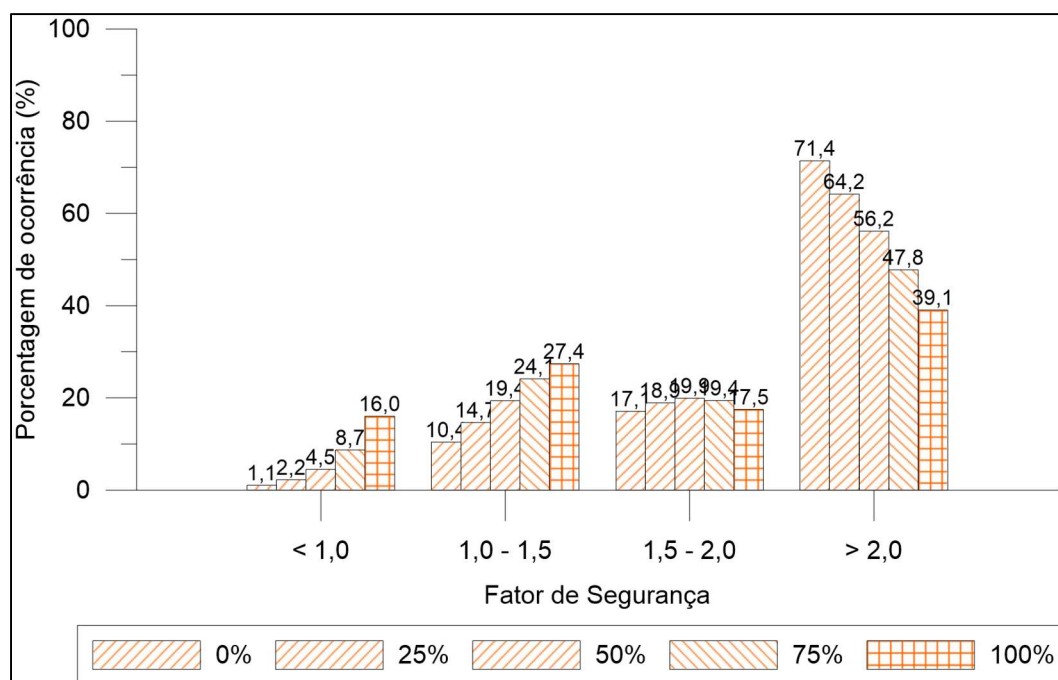
FONTE: O autor (2017).

FIGURA 123 – DISTRIBUIÇÃO DO ÍNDICE DE FATOR DE SEGURANÇA EM RELAÇÃO AO ÍNDICE DE UMIDADE (100%)



FONTE: O autor (2017).

FIGURA 124– VARIAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DO ÍNDICE DE FATOR DE SEGURANÇA EM RELAÇÃO AO ÍNDICE DE UMIDADE (ÁREA NORTE)

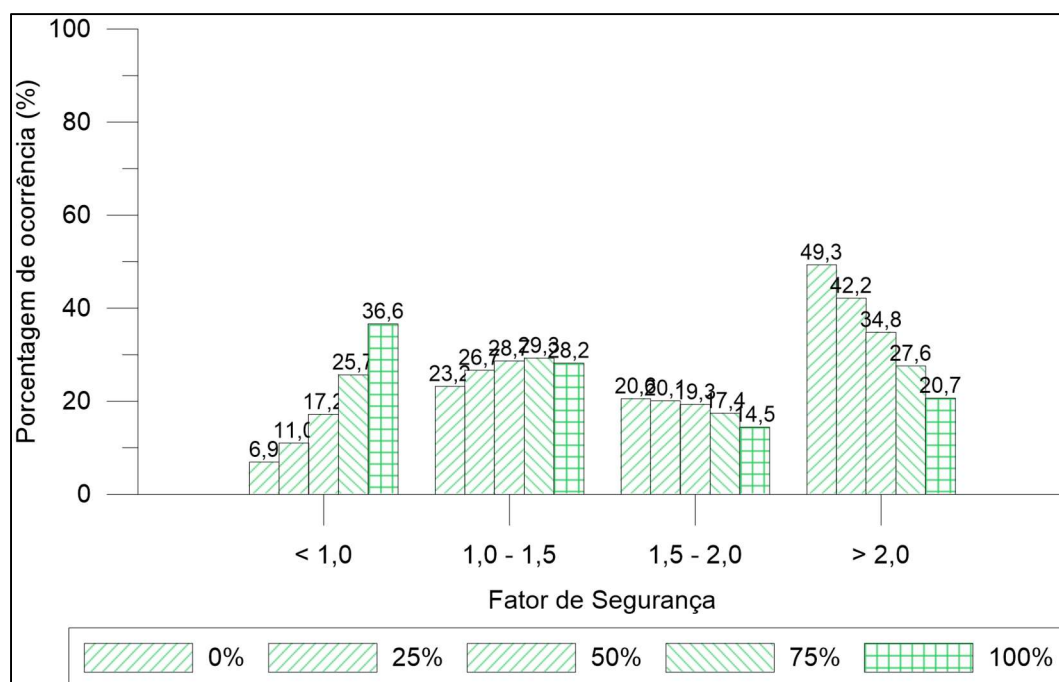


FONTE: O autor (2017).

Na área sul observou-se que as variações na classe com IFS baixo tiveram um decréscimo significativo 29,7% de ocorrência. Porcentagem maior quando comparado com a variação observada na área norte. A outra classe que teve mais impacto pelo aumento do índice de umidade foi a correspondente a áreas com IFS alto, a qual teve um decréscimo de 28,6% em relação à condição de índice de umidade inicial.

Cabe salientar que, estas análises foram realizadas no intuito de conhecer a variação da distribuição do índice de fator de segurança (IFS) quanto ao índice de umidade no solo, passando desde uma condição de inicial de 0% até a condição final de 100%, mesmo que cenários com umidade de 0% não são considerados factíveis.

FIGURA 125– VARIAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DO ÍNDICE DE FATOR DE SEGURANÇA EM RELAÇÃO AO ÍNDICE DE UMIDADE (ÁREA SUL)



FONTE: O autor (2017).

6 CONCLUSÕES

O método de equilíbrio limite de taludes infinitos é um método que utiliza a relação entre forças mobilizantes e forças resistentes para verificar a estabilidade das vertentes. Este apresentou-se como um método determinístico adequado para a análise a partir da utilização de sistemas de informação geográfica (SIG), pela facilidade de serem programadas as equações.

Quanto à modelagem, pode-se concluir que, a resolução dos modelos influencia de maneira direta o resultado de análise de fator de segurança. Com MDTs de resolução maior podem ser detectadas áreas maiores com suscetibilidade alta a escorregamentos ou muito instáveis devido à acurácia na representação e aderência à realidade da paisagem. Isto no caso dos diversos atributos topográficos e morfológicos gerados a partir do MDT, devido que, como demonstrado no item 5.3, a resolução da base de dados não interfere na distribuição das classes hipsométricas, mas afeta atributos como a declividade, a qual é um dos atributos que mais influencia na determinação do índice de fator de segurança.

Representações a escala 1:25.000, a qual foi a escala de trabalho, com resolução de 10 m de tamanho de pixel (tomado segundo o critério de equidistância de curvas de nível encontrada na base de dados) poderia oferecer informação importante quanto à abordagem primária de análise e na elaboração de mapas de índice de fator de segurança ou mapas de suscetibilidade, para uma área do tamanho correspondente à área de estudo.

Cabe salientar que, em concordância com Soeters e Van Westen (1996), pode-se dizer que a acurácia do modelo será proporcional à acurácia dos dados de entrada na geração da análise para predição ou previsão de escorregamentos. Porém, o método utilizado apresentou-se como de caráter preliminar para logo realizar, a partir da experiência do geocientista, a delimitação de possíveis áreas que possam precisar ser tratadas com maior detalhe.

Quanto à identificação dos tipos e processos de movimentos de massa encontrados na área de estudo, conclui-se que, as cicatrizes encontradas tanto

nas fotografias aéreas, imagens de satélite e visitas de campo são do tipo escorregamento translacional, com profundidades de superfície de ruptura não superiores a 2,0 m. Cabe destacar que, a definição e identificação do tipo de movimento de massa que ocorre com maior frequência na região, ajudou à definição do método de análise para o presente trabalho.

A classificação das amostras de solos coluvionares e residuais de granito e migmatito superficiais mostrou similaridades quanto às características granulométricas: ou seja, com predominância de solo silto-arenoso, com valor médio da massa específica real dos grãos (ρ_s) de 2,74 g/cm³ e índice de plasticidade (IP) com média de 25,24%. O coeficiente de permeabilidade obtido foi em torno de 10⁻⁴ cm/s, através de ensaios de permeabilidade *in situ*. Diferentemente do abordado na literatura para os solos residuais presentes na região de estudo, indicando que os solos residuais de migmatitos e granito apresentam-se como argilosos, compactos e de baixa permeabilidade, a presente pesquisa verificou tratar-se de solos tendo grande quantidade de silte e areia e pouca quantidade de argila (em média para todas as amostras de 53% de silte, 8% de argila e 32% de areia). Essa diferença composicional pode ser devida à variedade composicional dos litotipos que este complexo apresenta. As curvas granulométricas apresentaram uma tendência similar entre os solos residuais, enquanto os solos coluvionares apresentaram uma maior dispersão na distribuição granulométrica, o que confirma a heterogeneidade do material quando transportado e a diferença do material intemperizado *in situ*.

Áreas de solos coluvionares e residuais foram difíceis de delimitar, sendo esta uma das limitações mais importantes da pesquisa. Esta constatação é evidenciada quando se compararam os resultados provindos da caracterização destes materiais, através da análise granulométrica, limites de Atterberg e massa específica real dos grãos, como também dos parâmetros de resistência mecânica, obtidos através dos ensaios de cisalhamento direto convencional e de interface lisa, e de ensaios de compressão triaxial do tipo CIU, os quais se apresentaram análogos.

Quanto aos parâmetros de resistência mecânica, os solos residuais e coluvionares, encontrados no trecho de estudo pertencentes à Serra do Mar

Paranaense, apresentaram ângulo de atrito de pico e residual médio de 32° e 23°, respectivamente. Já para o intercepto coesivo, obteve-se maior disparidade nos resultados, mesmo assim em conformidade com a literatura.

Assim, conclui-se que os solos encontrados ao longo do trecho estudado, embora sejam diferentes quanto ao material geológico que define sua gênese, apresentaram características físicas e comportamento mecânico similar. É por isto que, devido à homogeneidade nos parâmetros de caracterização e resistência, foi possível a criação de um modelo que abordasse a problemática de uma forma mais ampla e direcionada para a prática de mapeamento de risco de áreas significativas.

Quanto às análises do padrão de precipitações obtido através do tempo de monitoramento dos instrumentos instalados, o resultado apresenta uma tendência no comportamento do ciclo pluviométrico, de meses secos em concordância com os dados históricos do IAPAR (meses de junho, julho e agosto) e meses chuvosos correspondentes a dezembro, janeiro e fevereiro. Este comportamento sazonal foi mais acentuado na bacia sul que na bacia norte.

Observou-se também que, bacias hidrográficas próximas podem ter um padrão de precipitações totalmente diferente. Evidenciou-se a partir da base de dados que o regime pluviométrico da área sul apresenta maior volume de precipitações que na bacia norte. Isto pode ser observado com os registros acumulados anuais dos instrumentos das bacias, nos quais aqueles localizados na bacia sul, ultrapassam a média regional anual, de aproximadamente 1800 mm/ano, entre os meses de maio e agosto, enquanto os localizados na bacia norte atingem este valor entre os meses de outubro e novembro.

Esta diferenciação de regime de precipitações pode estar sendo afetado pela morfologia da bacia. A bacia sul, por exemplo, apresenta um vale associado a um sistema de falhas SE-NW, o qual permite a entrada dos ventos de direção sul que vem o litoral criando as condições para a formação de chuvas. Já a porção monitorada da bacia norte, por estar a uma altitude maior, não apresenta a condição favorável para altas magnitudes de precipitação.

Em relação à correlação entre precipitação e ocorrência de escorregamentos, concorda-se com Ahrendt (2005), ao afirmar que existem alguns problemas inerentes ao estabelecimento de relações entre chuvas e

escorregamentos, entre os quais a capacidade de definir as condições de umidade precedente de forma acertada, negligencia na variação da topografia ou confiabilidade do modelo topográfico e a credibilidade dos dados meteorológicos próximos.

É por isto que, para definir padrões de chuva é necessário uma grande quantidade de ocorrências de escorregamentos e informações pluviométricas confiáveis.

A classificação das precipitações obtidas a partir do processamento da base de dados, de aproximadamente 3 anos de registros, mostrou que na região de maior precipitação (área sul) as chuvas muito fortes ($P > 39,2$ mm/24h) se mostraram de maior magnitude quando comparadas aos valores da área norte ($P > 29,6$ mm/24h).

Eventos classificados como de chuva extrema (CE) e chuva muito extrema (CME) superiores a 100 mm/24h e 150 mm/24h respectivamente, tiveram maior número de ocorrências na área sul (8 eventos) que na área norte (1 evento) durante o tempo de monitoramento.

Os mapas de índices de fator de segurança realizado com base no modelo de referencia, foi feito a partir de diferentes cenários, produto dos resultados dos valores de resistência mecânica, obtidos a partir de ensaios de cisalhamento direto convencional e interface lisa (resistência pico e residual).

A partir dos diferentes cenários modelados observou-se que, dentre os parâmetros que influenciam a variação do fator de segurança, o intercepto coesivo é quem apresenta maior peso. Ângulos de atrito alto junto com interceptos coesivos próximos de zero se apresentaram como os piores cenários, com uma porcentagem muito alta de zonas muito instáveis. Isto foi evidenciado no cenário 1, onde com ângulo de atrito de 26° e intercepto coesivo de 0 kPa, na área com maior declividade (área sul) apresentou uma porcentagem de 80,3% de áreas muito instáveis. Quando comparado este cenário com o cenário 5, o qual corresponde a valores de ângulo de atrito de 26° e intercepto coesivo de 11 kPa, a porcentagem de áreas muito instáveis diminuiu para 29,5%, obtendo-se uma diferença de 50,8%.

Outro exemplo pode ser observado na comparação do cenário 4 e o cenário 6, correspondente ao menor valor do ângulo de atrito e intercepto coesivo calculado para resistência residual na amostra AI-09 e a media dos

valores de resistência residual, onde com um ângulo de atrito de 18° e um intercepto coesivo de 11 kPa se apresentaram menos áreas muito instáveis que no cenário com 23° de ângulo de atrito interno e 3 kPa de intercepto coesivo, resultando em uma diferença de até 30,4%.

Embora o método tenha sido verificado e identificado como forma de avaliar áreas grandes para determinação de regiões que apresentem instabilidade ou suscetibilidade a movimentos de massa, apresenta certas limitações.

Uma das principais limitações encontradas no decorrer da pesquisa foi a diferença temporal entre a base de dados topográfica utilizada e as análises realizadas com os escorregamentos ocorridos. Tendo como ponto de partida uma base cartográfica elaborada no ano de 2002 e as análises realizadas dos escorregamentos ocorridos entre os anos de 2014 e 2015, se pode observar que a diferença de no mínimo 11 anos de possíveis mudanças no relevo pode gerar resultados que mascaram a realidade do modelo.

Na avaliação dos cenários a partir da observação visual dos mapas, observou-se que, o trecho que apresentou a maior quantidade de áreas muito instáveis localizou-se entre o km 663 ao km 671.

7 REFERÊNCIAS

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. 1984(a). NBR 7181: Solo – Análise granulométrica. Comitê Brasileiro de Construção Civil, Rio de Janeiro – RJ.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. 1984(b). NBR 6459: Solo – Determinação do Limite de Liquidez. Comitê Brasileiro de Construção Civil, Rio de Janeiro – RJ.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. 1984(c). NBR 7180: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. Comitê Brasileiro de Construção Civil, Rio de Janeiro – RJ.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. 1986. NBR 6452: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Comitê Brasileiro de Construção Civil, Rio de Janeiro – RJ.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. 1995. NBR 6502: Rochas e solos. Comitê Brasileiro de Construção Civil, Rio de Janeiro – RJ.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. 2009. NBR 11682: Estabilidade de encostas. 2 ed. Comitê Brasileiro de Construção Civil, Rio de Janeiro – RJ.

ACHARYA, G.; SMED, F. DE; LONG, N. T. 2006 Assessing landslides hazard in GIS: a case study from Rasuwa, Nepal. Bull. Eng. Geol. Env. 65:99-107.

ADVINCULA, M. R. E. 2016. Avaliação do efeito de aumento de poropressão nas características de resistência de três solos tropicais. 2016. 278 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro.

ANA – AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS. 2007. Manual de construção da base hidrográfica Ottocodificada: fase 1 – Construção da base topológica de hidrografia e otobacias conforme a codificação de bacias hidrográficas de Otto Pfafstetter: versão 2.0. ANA. Superintendência de Gestão da Informação SGI. Ministério do Meio Ambiente. Brasília. DF.

ALBUQUERQUE, L. F. F.; ARIOLI, E. E.; DIAS, A. D. A.; KIRCHNER, C. A. 1971. Geologia das quadrículas de Blumenau e Joinville, SC. Porto Alegre: DNPM/CPRM. 101p. Relatório interno.

AMADEU, M. S. U. S.; MENGATO, A. P. F.; STROPARO, E. M.; ASSIS, T. T. S. 2017. Manual de normalização de documentos científicos de acordo com as normas da ABNT. Sistemas de bibliotecas da Universidade Federal do Paraná (UFPR), Curitiba. Ed. UFPR, 327 p.

ANGULO, R. J. 1992(a). Geologia da Planície Costeira do Estado do Paraná. São Paulo: USP. 334 p. Tese (Doutorado em Geologia) – Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo.

ANGULO, R. J. 1992(b) Ambientes de sedimentação da planície costeira com cordões litorâneos no Estado do Paraná. Boletim Paranaense de Geociências, Curitiba, n. 40, p. 69-114.

ANGULO, R. J. 1995. Caracterização e reavaliação da Formação Alexandra (Terciário) e de sedimentos continentais associados a vertentes no litoral do Estado do Paraná, Brasil. Anais Academia Brasileira de Ciências, Rio de Janeiro, v. 67, n.4, p. 443-463.

ANGULO, R. J. 2004. Mapa do Cenozóico do litoral do Estado do Paraná. Boletim Paranaense de Geociências. Curitiba.

AHRENDT, A. 2005. Movimentos de massa gravitacionais – Proposta de um sistema de previsão: aplicação na área urbana de Campos do Jordão. São Carlos: USP. 390 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

AUGUSTO FILHO, O. 1992. Caracterização geológico-geotécnica voltada à estabilização de encostas: uma proposta metodológica. In. 1º COBRAE, Rio de Janeiro, Vol. 2, p. 07-29.

AUGUSTO FILHO, O. 1994. Cartas de riscos a escorregamentos: uma proposta metodológica e sua aplicação no município de ilha bela, SP. Dissertação de Mestrado. EPUSP. 168 p.

AUGUSTO FILHO, O; VIRGILI, J. C. 1998. Estabilidade de taludes. In. Oliveira, A. M. S. e BRITO, S. N. A. (Eds) Geologia de engenharia. ABGE. São Paulo: 243-249.

BIGARELLA, J. J., PASSOS, E. 2003. Estrutura e origem das paisagens tropicais e subtropicais. Florianópolis: Ed. Da UFSC. v. 2. 875 p.

CASAGRANDE, A., FADUM, R. E. 1940. Notes on soil testing for engineering purposes. Harvard Univ. Grad. School of Engineering. Publ. 268, p. 74

CASCINI, L., FORNARO, G., PEDUTO, D. 2010. Advance - low and full – resolution DInSAR map generation for slow-moving landslide analysis at different scales. Engineering Geology. V. 112, Issues 1-4. p: 29-42.

CASTRO, N. A.; REIS NETO, J. M. 1994. Formação Guaratubinha: a importância das rochas vulcanoclásticas. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA, 38, Balneário Camboriú. Boletim de Resumos Expandidos. Balneário Camboriú: SBG, 1994. v.3, p.72-73.

CHORLEY, R. J. 1978. The hillslope hydrological cycle. In: KIRKBY, M. J. (Ed.). Hillslope Hydrology. J. Wiley, p.1-42.

CLAESSENS, L., HEUVELINK, G. B. M., SCHOORL, J. M., VELDKAMP, A. 2005. DEM resolution effects on shallow landslide hazard and soil redistribution modelling. *Earth surface processes and landforms*. 30. p. 461-477.

CUBITO, A., FERRARA, V., PAPPALARDO, G. 2005. Landslide hazard in the Nebrodi Mountains (Northeastern Sicily). *Geomorphology* 66. p. 359-372.

CPRM. 1977. Projeto Leste do Paraná. Folha Ponta Grossa. São Paulo, DNPM-CPRM-BADEP.

DAITX, E. C.; CARVALHO, M. A. S. 1980. Projeto geoquímica na área de Guaratubinha - Piên. São Paulo: DNPM-CPRM. p. 184.

DARCY, H. 1856. Les fontaines publiques de la ville de Dijon (The water supply of the city of Dijon). Dalmont, Paris. p. 674.

DAS, B. M. 2007. Introduction to Geotechnical Engineering. Wadsworth Publishing Co Inc.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGENS. 1994. DNER-ME 093/94: Solos – Determinação da densidade real. Rio de Janeiro.

DIRETORIA DE SERVIÇO GEOGRÁFICO (DSG). 2002(a). Represa de Voçoroca. Região sul do Brasil – 1:25.000. Folha SG-22-X-D-IV-4-NE. MI-2857-4-NE. Brasília. D.F.

DIRETORIA DE SERVIÇO GEOGRÁFICO (DSG). 2002(b). Postinho. Região sul do Brasil – 1:25.000. Folha SG-22-X-D-IV-4-NE. MI-2857-4-SE. Brasília. D.F.

DIRETORIA DE SERVIÇO GEOGRÁFICO (DSG). 2002(c). Usina Chaminé. Região sul do Brasil – 1:25.000. Folha SG-22-X-D-V-3-NO. MI-2858-3-NO. Brasília. D.F.

DIRETORIA DE SERVIÇO GEOGRÁFICO (DSG). 2002(d). Pedra Branca do Araraquara. Região sul do Brasil – 1:25.000. Folha SG-22-X-D-V-3-SO. MI-2858-3-SO. Brasília. D.F.

DYMINSKI, A. S. 2007. Notas de Aula: Noções de estabilidade de taludes. UFPR. Disponível em: <http://www.cesec.ufpr.br/docente/andrea/TC019/TC019/Taludes.pdf>. Acesso em Outubro de 2015

EMBRAPA. 2006. Sistema Brasileiro de classificação de solos. Brasília, DF.

FATEHNIA, M.; TAWFIQ, K.; ABICHOU, T. Comparison of the methods of hydraulic conductivity estimation from mini disk infiltrometer. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, v. 19, bundle E, p. 1047-1063. 2014.

FERNANDES, N., GUIMARÃES, R., GOMES, R., VIEIRA, B., MONTGOMERY, D., GREENBERG, H., 2001. Condicionantes geomorfológicos dos deslizamentos

nas encostas: Avaliação de metodologias e aplicação de modelo de previsão de áreas susceptíveis. *Revista Brasileira de Geomorfologia*. V. 2. N. 1. p. 51-71

FIORI, A. P., CARMIGNIANI, L. 2009. Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas. 2da edição. Editora UFPR. Oficina de textos.p. 602.

FRANCO, T.P.L. 2006. Uso do sistema LiDAR na geração de MDT e sua exatidão cartográfica. IX Curso de especialização em geoprocessamento. UFMG.

FREEZE, R. A. 1971.Three-dimensional, transient, saturated-unsaturated flow in groundwater basin.*Water Resources Research*. Washington, V. 7, p. 929-941.

FREEZE, R. A. 1972a. Role of subsurface flow in generating surface runoff: 1. Baseflow contributions to channel flow. *Water Resources Research*.Washington, V. 8, p. 609 623.

FREEZE, R. A. 1972b. Role of subsurface flow in generating surface runoff: 2. Upstream source areas. *Water Resources Research*. Washington, V. 8, p. 1272-1283.

GABET, E. J.; BURBANK, D. W.; PUTKONEN, J. K.; PRATT-SITLAULA, B. A. AND OJHA, T. 2004.Rainfall threshold for landsliding in the Himalayas of Nepal. *Geomorphology*, 63. p.131-143.

GERSCOVICH, D. M. S., 2012. Estabilidade de taludes. Oficina de textos: São Paulo – SP.

GUIMARÃES, R. F.; MONTGOMERY, D. R.; GREENBERG, H. M.; FERNANDES, N. F.; GOMES, R. A. T. & CARVALHO JÚNIOR, O. A. DE. 2003. Parameterization of soil properties for a model of topographic controls on shallow landsliding: application to Rio de Janeiro. *Engineering Geology*, 69. p. 99-108.

GUINAU, M., VILAJOSANA, I., VILAPLANA, J. M. 2007. GIS-based debris flow source and runout susceptibility assessment from DEM data – a case study in NW Nicaragua. *Natural Hazards and Earth System Science*. p. 703-716.

GUZZETTI, F., PERUCCACCI, S., ROSSI, M., STARK, C. P. 2007.Rainfall thresholds for the initiation of landslides in central and southern Europe, *Meteorol. Atmos. Phys.*, 98, p. 239–267.

HARP, E.L.; REID, M.E.; MICHAEL, J.A. 2004.Hazard analysis of landslides triggered by typhoon Chata'an on July 2, 2002, in Chuuk State, Federated States of Micronesia. U.S. Geological Survey Open-File Report 2004-1348, 24 p.

HARP, E.L.; REID, M.E.; MCKENNA, J. P.; MICHAEL, J.A. 2009. Mapping of hazard from rainfall-triggered landslides in developing countries: Examples from Honduras and Micronesia.*Engineering Geology*, 104, p. 295-311.

HENGL, T. 2006. Finding the right pixel size.*Computers & Geosciences*. V. 32. p. 1283 – 1298.

HOLMES, K.W., CHADWICK, O.A, KYRIAKIDIS, P.C. 2000. Error in a USGS 30-meter digital elevation model and its impact on terrain modeling. *Journal of hydrology* 233. p. 154-173.

HORNBERGER, G. M.; RAFFENSPERGE, J. P.; WIBERG, P. L.; ESHLEMAN, K. N. 1998. *Elements of Physical Hydrology*. J. Hopkins, p. 302.

HUTCHINSON, J. N. 1988. General report: Morphological and geotechnical parameters of landslides in relation to geology and hydrogeology. 5th International Symposium on Landslides. A. A. Balkema, Lousanne: 03-35.

IAPAR – INSTITUTO AGRONÔMICO DO PARANA. 2017a. Cartas climáticas do Paraná – Classificação Climática – Segundo Köppen. Disponível em :<<http://www.iapar.br/modules/conteudo/conteudo.php?conteudo=597>>. Acesso em 12 de janeiro 2017

IAPAR – INSTITUTO AGRONÔMICO DO PARANA. 2017b. Cartas climáticas do Paraná – Precipitação – Média Anual. Disponível em :<<http://www.iapar.br/modules/conteudo/conteudo.php?conteudo=595>>. Acesso em 12 de janeiro 2017

IAEG – INTERNATIONAL ASSOCIATION OF ENGINEERING GEOLOGY. 1976. *Engineering Geological Maps: A Guide to Their Preparation*. UNESCO Press. Paris. 79 p.

ITCG – INSTITUTO DE TERRAS, CARTOGRAFIA E GEOCIÊNCIAS. 2009. Formações fitogeográficas – Estado do Paraná. Mapa fitogeográfico. Escala 1:2.000.000.

JABOYEDOFF, M., OPPIKOFER, T., ABELLÁN, A., DERRON, M-H., LOYE, A., METZGER, R., PEDRAZZINI, A. 2012. Use of LiDAR in landslide investigations: a review. *Nat. Hazards*. 61. p. 5-28.

JIBSON, R. W.; HARP, E. L.; MICHAEL, J. A. 2000. A method for producing digital probabilistic seismic landslide hazard maps. *Engineering Geology*, 58, p. 271-289.

KANJI, M. A. 1998. Determinação de FI residual de Solos Argilosos por Ensaio de Cisalhamento Direto de Interface Lisa, *Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica*, Brasília, Novembro, 1998. V.2, p.713-719.. In: 11o. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Brasília. Brasília: ABMS, 1998. v. 2. p. 713-719.

KOZCIAK, S. 2005. Análise determinística da estabilidade de vertentes na bacia do rio Marumbi – Serra do Mar – Paraná. Tese de doutorado. Programa de Pós-Graduação em Geologia. Universidade Federal do Paraná. Brasil. 151 p.

LACERDA, W. A.; SANDRONI, S. 1985. Movimentos de massa coluviais. Mesa redonda sobre aspectos geotécnicos de encostas. Clube de Engenharia, Rio de Janeiro: p. 1-19.

LUPINI, J. F., SKINNER, A. E., VAUGHAN, P. 1981. The drained residual strength of clays and clay-shales by rotation shear tests. *Geotechnique*. V. 31. n. 2. p. 181-213.

MAACK, R. 1961. Sobre a ocorrência de granitos alcalinos no Estado do Paraná e sua porção dentro das fases orogenéticas algonquianas. *Boletim UFPR - Geologia*, n. 4. p. 1- 52.

MARTINI, L. C. P., UBERTI, A. A. A., SCHEIBE, L. F., COMIN, J. J., OLIVEIRA, M. A. T. 2006. Avaliação da suscetibilidade a processos erosivos e movimentos de massa: decisão multicriterial suportada em sistemas de informações geográficas. *Revista do Instituto de Geociências*, V. 6, n. 1, p. 41-52.

MILLAN, C. Y. S. 2015. Avaliação da suscetibilidade das vertentes de um trecho da BR-376, entre os km 658+820 m e 660+690 m. PR. Dissertação de mestrado. PPGG. UFPR.

MINEROPAR. 2004. Convênio DNPM / MINEROPAR. Capítulo 2. A mineração na região metropolitana de Curitiba. p.19-87

MINEROPAR. 2005. Geologia do Paraná. Folha Curitiba. 1:250.000.

MINEROPAR. 2006. Atlas geomorfológico do Estado do Paraná. Folha Curitiba 1:500.000.

MONTGOMERY, D. R. & DIETRICH, W. E. 1994. A physically based model for the topographic control on shallow landsliding. *Water Resources Research*, V. 30 (4). p. 1153-1171

MONTGOMERY, D.R., SCHMIDT, K.M., GREENBERG, H.M., DIETRICH, W.E., 2000. Forest clearing and regional landsliding. *Geology* 28. p. 311-314.

MOORE, I.D., O'LOUGHLIN, E.M., BURCH, G.J., 1988. A contour-based topographic model for hydrological and ecological applications. *Earth Surface Processes and Landforms* 13. p. 305-320.

MURATORI, A. ; TREIN, E.; FUCK, R. A. 1969. Folha geológica de Pedra Branca do Araraquara. Curitiba: Comissão da Carta Geológica do Paraná. 1 mapa color, 70 x 50cm. Escala 1:70.000

O'LOUGHLIN, C. L. 1984. Effectiveness of induced forest vegetation for protecting against landslides and erosion in New Zealand's steeplands. Paper presented to Symposium on effects of forest land use on erosion and slope stability, Honolulu, Hawaii.

REZENDE, D. A. 2013. Análise probabilística de estabilidade de taludes em barragens de rejeitos. Projeto de graduação. UFRJ. Escola Politécnica. 95 p.

RIGO, M. L.; PINHEIRO, R. J. B.; BRESSANI, L. A.; BICA, A. V. D. B., SILVEIRA, R. M. 2006. The residual shear strength of tropical soils. *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, v. 43, n. 4, p. 431-447, Apr.

RITTER, J.B. 2004. Landslides and slope stability analysis. Department of Geology. Wittenberg University.

RODRIGUES, B. B. 2002. Proposta de sistemática para tomada de decisão relativa a movimentos de massa gravitacionais: Aplicação em Ouro Preto (MG). Tese de doutorado. Instituto de geociências e ciências exatas. Universidade Estadual Paulista. Rio Claro. SP.

RODRIGUES, C. S. 2013. Mapeamento de suscetibilidade a escorregamentos de Nova Friburgo-RJ por meio de inferência fuzzy e elaboração de cenários de alerta com uso do TerrMA2. INPE. SP. 113p.

SIGA Jr. O., BASEI, M. A. S., REIS NETO, J. M., MACHIAVELLI, A., HARARA, O. M. 1995. O Complexo Atuba: Um cinturão paleoproterozóico intensamente retrabalhado no neoproterozóico. Bol. IG-USP, Sér. Cient., 26. p. 69-98.

SIGA Jr.; BASEI, M. A. S.; MACHIAVELLI, A. 1990. Evolução Geotectônica do Maciço de Joinville, PR e SC. Jornadas Científicas do Instituto de Geociências - USP, Boletim especial, São Paulo, p. 116-118.

SILVEIRA, R. M. P., SILVEIRA, C. T 2015. Análise comparativa entre modelos digitais de elevação com distintas características de processamento e aquisição. Boletim de Geografia. Maringa, v. 33, número especial, p. 106-121. DOI: 10.4025/bolgeogr.v33i0.31930

SOETERS, R., VAN WESTEN, C. J. 1996. Slope stability recognition, analysis and zonation. In: TURNER, A. K., SCHUTER, R. Landslides – Investigation and mitigation. Editors, National Academy Press. Washinton, D.C., Special Report 247, Transportation Research Board, Chapter 8. p. 127-177.

THIERY, Y., MALET, J. P., MAQUAIRE, O. 2006. Test of fuzzy logic rules for landslides susceptibility assessment. In: COLLOQUE INTERNATIONAL DE GÉOMATIQUE ET D'ANALYSE SPATIALE RECHERCHES & DEVELOPPEMENTS (SAGEO). N1, Strasbourg, France, Proceedings. p 01-06.

TREIN, E.; MURATORI, A.; FUCH, R. A. 1969. Folha geológica de Tijucas do Sul. Curitiba: Comissão da Carta Geológica do Paraná. 1 mapa color, 70 x 50 cm. Escala 1:70.000

TROEH, F. R., 1965. Landform equations fitted to contour maps. American Journal of Sciences, 263: 616-627.

VARNES, D. J. 1958. Landslidetypes and processes. In: Landslides and Engineering Practice (Eckel, E. B., ed.), HRB, Special Rept. 29. p. 20-47.

VARNES, D. J. 1978. Slope movement types and processes. In: Special Report 176: Landslides: Analysis and control. (Eds: Schuster, R. L. and Krizek, R. J), Transportation and Road research board, National Academy of Science, Washington D.C. p. 11-33.

VAZ, A. P. M. S. 2014. Estudo de áreas suscetíveis a escorregamentos em sub-bacia do Rio São João, BR 376 entre os km 665 e 668. Dissertação de mestrado. PPGG. UFPR.

VAZE, J., TENG, J., SPENCER, G. 2010. Impact of DEM accuracy and resolution on topographic indices. *Environmental modeling & software*. Elsevier. p. 1086-1098.

VIEIRA, I. M., KAZMIERCZAK, M. L., MALTA, F. J. N. C. 2005. Proposta metodológica para identificação de áreas de risco de movimentos de massa em áreas de ocupação urbana. Estudo de caso: Campos do Jordão. SP. In: Anais XII Simpósio Brasileiro de Sensoriamento Remoto, Goiânia. Brasil. p. 3935-3934.

WP/WLI (International Geotechnical Societies' UNESCO Working Party on World Landslide Inventory). 1993. Multilingual landslide glossary. BiTech Publishers. Canada. p. 1-59.

WU, T. H. 1995. Slope stabilization. In: *Slope stabilization and erosion control: a bioengineering approach*. (Edited by Morgan, R. P. C. & Rickson, R. J. (1995), E & FN SPON, London, 274p.), Cap. 7, 221-264.

ZAKIA, M. J. B. 1998. Identificação e caracterização da zona ripária em uma microbacia experimental: implicações no manejo de bacias hidrográficas e na recomposição de florestas. São Carlos: USP. 98 p. Tese (Doutorado).